

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**El arte de detallar reflejado en el diseño estructural
de un edificio de concreto armado de cinco pisos
más un sótano**

Luis Torres Zamudio

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2019

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

ASESOR

Mag. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi asesora Mg. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, por sus enseñanzas, sus consejos, su tiempo y constante apoyo durante la elaboración de la presente tesis.

También agradezco a la Ing. Socorro Jackelin Bullón Mallqui, por su apoyo, colaboración y aliento durante el proceso de elaboración de la presente tesis.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi madre, Mery, por brindarme lo mejor de su vida. Por ser ejemplo de esfuerzo y perseverancia, y nunca desistir ante las adversidades que se presentan; a mis hermanos, Elvis, Angélica y Yessenia, porque son gran parte de mi vida

ÍNDICE

PORTADA	I
ASESOR	II
AGRADECIMIENTO	III
DEDICATORIA	IV
ÍNDICE	V
LISTA DE TABLAS	VII
LISTA DE FIGURAS	X
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIV
INTRODUCCIÓN	XV
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	16
1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1.2. OBJETIVO	23
1.2.1. Objetivo general	23
1.2.2. Objetivos específicos	23
1.3. JUSTIFICACIÓN	23
1.4. DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO	24
1.5. METODOLOGÍA	25
1.5.1. Tipo de Investigación	25
1.5.2. Diseño de Investigación	25
CAPÍTULO I MARCO TEÓRICO	26
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	26
2.1.1. Artículos Científicos	26
2.1.2. Revistas de publicación	27
2.2. BASES TEÓRICAS	29
2.2.1. Nociones preliminares para el detallado de refuerzo	29
2.2.2. Especificaciones del refuerzo en elementos estructurales	48
2.2.3. Diseño en concreto armado	63
CAPÍTULO III VIVENCIA EN OBRA	67
3.1. PROBLEMAS OBSERVADOS EN OBRA	67
3.2. PROPUESTAS DE DETALLADO A LOS PROBLEMAS ENCONTRADOS	73
3.3. APORTES DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA OBRA	75
3.3.1. Experimentos realizados	75
3.3.2. Guía para el armado de los aceros de refuerzo	78
3.4. PROPUESTAS DE DETALLADO	82
3.4.1. Columnas	82
3.4.2. Placas	85
3.4.3. Aceros longitudinales máximos en vigas	86
3.4.4. Conexión viga – columna	87
3.4.5. Losa aligerada	90
3.4.6. Conexión viga - Losa aligerada	91
CAPÍTULO IV PRESENTACIÓN DE LA ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	92
4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	92
4.2. ESTRUCTURACIÓN	95
4.3. PREDIMENSIONAMIENTO	98
4.3.1. Losa aligerada	98
4.3.2. Losa maciza	98
4.3.3. Vigas	98
4.3.4. Columnas	98
4.3.5. Placas o Muros de corte	99

4.3.6.	Escalera.....	99
4.4.	PRUEBA RÁPIDA DE DESPLAZAMIENTOS.....	100
CAPÍTULO V ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....		102
5.1.	METRADO DE CARGAS.....	102
5.1.1.	Metrado de cargas de losa aligerada.....	103
5.1.2.	Metrado de cargas de losa maciza unidireccional.....	104
5.1.3.	Metrado de cargas de vigas.....	104
5.1.3.	Metrado de cargas de columnas.....	105
5.1.4.	Metrado de cargas de placas.....	108
5.2.	ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....	109
5.2.1.	Losas aligeradas unidireccionales.....	110
5.3.	ANÁLISIS POR CARGAS DE SISMO.....	114
5.3.1.	Peligro sísmico.....	114
5.3.2.	Categoría, sistema estructural y regularidad de la edificación.....	116
5.3.3.	Peso sísmico.....	121
5.3.4.	Modelado de la edificación.....	122
5.3.5.	Efectos de torsión en planta.....	125
5.3.6.	Análisis Modal.....	127
5.3.7.	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.....	127
5.3.8.	Análisis Dinámico Modal Espectral.....	128
5.3.8.1.	Espectro Inelástico de Pseudo – Aceleraciones.....	128
5.4.	DISTORSIÓN DE ENTREPISOS.....	129
5.5.	FACTORES DE IRREGULARIDAD.....	131
5.5.1.	Irregularidades Estructurales en Altura.....	132
5.5.2.	Irregularidades Estructurales en Planta.....	135
5.6.	SISTEMA ESTRUCTURAL.....	137
5.7.	FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE.....	139
CAPÍTULO VI DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....		140
6.1.	DISEÑO DE LOSAS.....	140
6.1.1.	Diseño por flexión.....	140
6.1.2.	Diseño por cortante.....	143
6.2.	DISEÑO DE VIGAS.....	144
6.2.1.	Diseño por Flexión.....	144
6.2.2.	Diseño por Cortante.....	146
6.3.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	149
6.3.1	Diseño por Flexo compresión.....	149
6.3.1.	Diseño por Cortante.....	152
6.4.	DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	153
6.4.1.	Diseño por Flexo compresión.....	153
6.4.2.	Diseño por Cortante.....	157
6.5.	DISEÑO DEL MURO DE SÓTANO.....	159
6.5.1.	Diseño por Empuje del Suelo.....	159
6.5.2.	Diseño por Cargas Verticales.....	163
6.6.	DISEÑO DE LA ESCALERA.....	164
CONCLUSIONES.....		167
FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....		174
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		176
ANEXOS.....		177

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Recubrimientos mínimos establecidos en la norma E060	34
Tabla 2: Longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados a tracción.....	38
Tabla 3: Longitudes de anclaje o de desarrollo para diferentes diámetros de barras	39
Tabla 4: Longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados a compresión.....	39
Tabla 5: Geometría del gancho estándar según el diámetro de la barra.	41
Tabla 6: Factores para encontrar el valor de la longitud de anclaje de gancho estándar	43
Tabla 7: Longitud de anclaje de gancho estándar	44
Tabla 8: Geometría de un gancho sísmico.	45
Tabla 9: Requisitos mínimos para el estribo con ganchos de 90°, E.060 (2009)	45
Tabla 10: Empalme por traslape en tracción	47
Tabla 11: Empalme por traslape en compresión	48
Tabla 12: Especificaciones del refuerzo en losas aligeradas unidireccionales	49
Tabla 13: Especificaciones del refuerzo en vigas.....	52
Tabla 14: Especificaciones del refuerzo en columnas.....	56
Tabla 15: Especificaciones del refuerzo en placas o muros estructurales	60
Tabla 16: Factores de reducción de resistencia	63
Tabla 17: Factores de amplificación de cargas.....	64
Tabla 18: Problemas observados en el armado del refuerzo	68
Tabla 19: Propuestas de detallado y mejora frente a los problemas encontrados.....	73
Tabla 20: Herramientas empleadas para el doblado de las barras	75
Tabla 21: Longitudes mínimas para efectuar el doblado de las barras de acero	76
Tabla 22: Alternativas de detalle para columnas	83
Tabla 23: Alternativas de detalle para placas	85
Tabla 24: Número máximo de barras en una capa.....	87
Tabla 25: Pesos por unidad de materiales.....	102
Tabla 26: Cargas mínimas vivas repartidas.....	103
Tabla 27: Metrado de la losa aligerada unidireccional.....	103
Tabla 28: Metrado de la losa aligerada unidireccional.....	104
Tabla 29: Metrado de cargas de vivas	105
Tabla 30: Metrado de cargas de columna B2	106
Tabla 31: Metrado de cargas de placa, PL – 1	108
Tabla 32: Propiedades mecánicas del suelo	114
Tabla 33: Factor de zona	114
Tabla 34: Factor de amplificación del suelo.....	115
Tabla 35: Categoría y Factor de Uso de la edificación	116
Tabla 36: Requisitos según el tipo de sistema estructural.....	117
Tabla 37: Categoría y regularidad de las edificaciones	118

Tabla 38: Irregularidad de masa en X y Y.....	119
Tabla 39: Discontinuidad de diafragma por abertura.....	120
Tabla 40: Discontinuidad de diafragma por sección transversal.....	121
Tabla 41: Peso sísmico de la edificación calculado manualmente.....	121
Tabla 42: Peso sísmico de la edificación en la dirección X y Y, ETABS 16.2.....	122
Tabla 43: Propiedades de los muros de corte.....	122
Tabla 44: Centro de masa y rigidez por piso, software ETABS 16.2.....	125
Tabla 45: Análisis Modal.....	127
Tabla 46: Fuerza cortante estática en la base en la dirección X y Y.....	128
Tabla 47: Fuerzas cortantes dinámicas por piso en dirección XX y YY.....	129
Tabla 48: Deriva de entrepiso en la dirección X.....	130
Tabla 49: Deriva de entrepiso en la dirección Y.....	131
Tabla 50: Irregularidad de rigidez en la dirección X.....	133
Tabla 51: Irregularidad de rigidez en la dirección Y.....	133
Tabla 52: Irregularidad de resistencia en la dirección X.....	134
Tabla 53: Irregularidad de resistencia en la dirección Y.....	134
Tabla 54: Irregularidad torsional en la dirección X.....	136
Tabla 55: Irregularidad torsional en la dirección Y.....	136
Tabla 56: Factores de irregularidad en altura y planta, dirección X.....	137
Tabla 57: Factores de irregularidad en altura y planta, dirección Y.....	137
Tabla 58: Fuerza cortante mínima en la base en la dirección X y Y.....	139
Tabla 59: Diseño por flexión de losa aligerada unidireccional.....	142
Tabla 60: Diseño por fuerza cortante de losa aligerada unidireccional.....	143
Tabla 61: Diseño por flexión, viga V4 – AB.....	145
Tabla 62: Diseño por flexión, viga V5 – AB.....	146
Tabla 63: Diseño por cortante, viga V4 – AB.....	147
Tabla 64: Diseño por cortante, viga V5 – AB.....	148
Tabla 65: Estados de carga de columna B3 (sótano).....	149
Tabla 66: Diseño por resistencia.....	152
Tabla 67: Diseño por capacidad.....	153
Tabla 68: Estados de carga de servicio en primer piso, PL – D5.....	153
Tabla 69: Diseño por flexo compresión, PL – D5.....	155
Tabla 70: Diseño por cortante en la dirección X, PL – D5.....	157
Tabla 71: Diseño por cortante en la dirección Y, PL – D5.....	157
Tabla 72: Recomendaciones del ACI 350 – 06.....	160
Tabla 73: Diseño por fuerza cortante del muro de sótano.....	161
Tabla 74: Diseño por flexión del muro de sótano.....	162
Tabla 75: Espaciamiento máximo del acero por flexión.....	162
Tabla 76: Diseño del muro de sótano frente a cargas verticales.....	163

Tabla 77.: Parámetros considerados en el diseño por flexión de la escalera	165
Tabla 78: Diseño por flexión de la escalera	165
Tabla 79: Diseño por fuerza cortante de la escalera	166
Tabla 80: Detalles que facilitan el armado de los refuerzos.	167
Tabla 81.Matriz de Consistencia	174

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sismos registrados en nuestro país (2017)	17
Figura 2: El refuerzo de la viga esta fuera del núcleo de la columna	19
Figura 3: El empalme del acero negativo de la viga se realiza cerca al apoyo	19
Figura 4: Acero longitudinal de la viga no confinada en el núcleo de la columna	20
Figura 5: Inexistencia de juntas de separación sísmica entre las edificaciones.....	20
Figura 6: La sección de las columnas varía de piso a piso generando irregularidad en altura por discontinuidad de las columnas.	21
Figura 7: Irregularidad en altura ($B > 4A$) estructura muy esbelta.....	21
Figura 8: No presenta arriostramiento en los elementos no estructurales (falta de columnetas). ..	22
Figura 9: Diagrama de flujo del proceso de diseño del edificio de concreto armado	25
Figura 10: Falla por falta de desarrollo de la longitud de anclaje entre la viga y la columna – Ecuador, 1976.....	26
Figura 11: Congestionamiento del refuerzo en el nudo entre la viga y la columna – Indonesia, 2004	27
Figura 12: Pandeo del acero de la columna por estribos abiertos.....	28
Figura 13: Falla en nudos viga columna, por ausencia de estribos.....	29
Figura 14: Fuerzas que actúan entre las barras corrugadas y el concreto.	30
Figura 15: Esfuerzo en el concreto que rodea a la barra de refuerzo	31
Figura 16: Grietas debido a los esfuerzos de adherencia entre concreto y el refuerzo de acero ...	32
Figura 17: Deslizamiento del refuerzo en el concreto.....	32
Figura 18: Espaciamiento mínimo entre barras en elementos sometidos a flexión, según norma E.060 (2009).....	35
Figura 19: Espaciamiento mínimo entre barras para elementos sometidos a compresión, según norma E.060 (2009)	36
Figura 20: Espaciamiento máximo del refuerzo en losas y muros, según norma E.060 (2009)	36
Figura 21: Longitud de anclaje.....	37
Figura 22: Características de gancho estándar.....	40
Figura 23: Comportamiento de un gancho estándar frente a fuerzas de tracción.....	42
Figura 24: Longitud de anclaje con gancho estándar.....	43
Figura 25: Geometría de un gancho sísmico.....	44
Figura 26: Desarrollo de la adherencia en la longitud de empalme.....	46
Figura 27: Empalmes a tracción.....	47
Figura 28: Deformaciones y fuerzas internas en una sección rectangular	65
Figura 29: Daditos de concreto para mantener un recubrimiento estable en la cimentación, sobre solado de concreto pobre.....	78
Figura 30: Empalme en aceros de la cimentación.....	79
Figura 31: Empalme en aceros de las vigas	80

Figura 32: Identificación de la colocación de estribos en placas.....	81
Figura 33: Colocación del refuerzo horizontal en las placas	82
Figura 34: Detalle de la armadura en una sección variable de columna.....	84
Figura 35: Detalle de la armadura en el extremo superior de columna.....	84
Figura 36: Detalle del refuerzo horizontal en placas cortas.....	86
Figura 37: Detalle del refuerzo horizontal en placas largas.....	86
Figura 38: Propuestas de detalle del refuerzo en conexión viga – columna	87
Figura 39: Intersección del acero de refuerzo de viga – columna	88
Figura 39: Detalles adicionales del refuerzo en losas aligeradas unidireccionales.....	90
Figura 40: Detalle del refuerzo en la conexión viga – losa aligerada unidireccional	91
Figura 41: Ubicación de la edificación	92
Figura 42: Arquitectura del sótano	93
Figura 43: Arquitectura del primer piso	94
Figura 44: Arquitectura del segundo, tercer, cuarto y quinto piso	94
Figura 45: Estructuración del sótano	97
Figura 46: Estructuración del piso típico.....	97
Figura 47: Derivas máximas inelásticas en la dirección X.....	100
Figura 48: Derivas máximas inelásticas en la dirección Y.....	101
Figura 49: Área tributaria de vigas	104
Figura 50: Área tributaria de columna B2, sótano.....	105
Figura 51: Área tributaria de placa, PL – 1	108
Figura 52: Alternancia de carga viva en losa aligerada unidireccional, máximos momentos flector	111
Figura 53: Alternancia de carga viva en losa aligerada unidireccional, máximas fuerzas cortantes	113
Figura 54: Irregularidad de masa o peso	119
Figura 55: Irregularidad por discontinuidad del diafragma.....	120
Figura 56: Modelado de la edificación con el método de pórticos planos, software ETABS.....	123
Figura 57: Modelado de la edificación, software ETABS.....	124
Figura 58: Excentricidad real de la edificación.....	125
Figura 59: Excentricidad real y accidental de la estructura en la dirección X.....	126
Figura 60: Excentricidad real y accidental de la estructura en la dirección Y.....	126
Figura 61: Espectro de pseudo aceleraciones inelásticas.....	129
Figura 62: Desplazamiento máximo en la dirección X.....	130
Figura 63: Desplazamiento máximo en la dirección Y.....	131
Figura 64: Irregularidad por rigidez – Piso blando, Norma E.030 (2018)	132
Figura 65: Irregularidad por resistencia – Piso débil.....	134
Figura 66: Irregularidad torsional	135
Figura 67: Distribución de fuerza cortante sísmica en columnas y placas, dirección X y Y	138

Figura 68: Envolvente de momentos V4 – AB	144
Figura 69: Envolvente de momentos V5 – AB	145
Figura 70: Fuerza cortante de diseño en vigas sismo resistentes.....	146
Figura 71: Envolvente de cortantes V4 – AB	147
Figura 72: Envolvente de cortantes V5 – AB	148
Figura 73: Detalle de sección de la columna B3 (0.35x0.70m)	150
Figura 74: Diagrama de interacción – Dirección X.....	150
Figura 75: Diagrama de interacción – Dirección Y.....	151
Figura 76: Diagrama de fuerzas cortantes - Dirección X.....	152
Figura 77: Diagrama de interacción – Dirección X.....	152
Figura 78: Diagrama de interacción en la dirección X, PL – D5	154
Figura 79: Diagrama de interacción en la dirección Y, PL – D5	154
Figura 80: Detalle del refuerzo, placa PL – D5	156
Figura 81: Empuje del suelo en muros de sótano.....	159
Figura 82: Diagrama de fuerzas cortantes del muro de sótano.....	160
Figura 83: Diagrama de momentos flectores del muro de sótano	161
Figura 84: Idealización, diagrama de momentos flectores y diagrama de fuerzas cortantes de la escalera	164
Figura 85: Detalle del primer tramo de la escalera	164

RESUMEN

El objetivo general de la presente tesis es elaborar planos de estructuras que reflejen el resultado del análisis y diseño de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano para facilitar un buen proceso constructivo. La edificación está destinada como comercio y oficinas y se encuentra ubicada en el distrito de El Tambo, Huancayo. Para cumplir con el objetivo mencionado, se participó en forma directa en el proceso constructivo de la obra en un edificio de vivienda multifamiliar de 10 pisos de propiedad del Médico Wilber Álvarez Muñoz, ubicada en Jirón Amarilis número 206, Manzana E, lote 12, urbanización Covicentro, El Tambo – Huancayo.

La edificación se estructuró bajo los principios y filosofía sismorresistente de la Norma E.030 (2018), obteniéndose un sistema de muros estructurales y Dual Tipo I, en la dirección X y Y, respectivamente. Así mismo, el análisis estructural se efectuó empleando el método de pórticos planos en el Software ETABS, a partir del cual se determinaron la resistencia requerida de cada elemento estructural bajo la acción de las cargas combinadas y amplificadas, para efectuar el Diseño por Resistencia, establecido por norma E.060 (2009), garantizando que cada elemento tenga una resistencia superior a la requerida.

Finalmente se concluye, en función de lo observado en la obra mencionada, que es importante presentar detalles adicionales del refuerzo de cada elemento estructural, que faciliten el entendimiento de la colocación de los mismos, garantizando que el diseño estructural se refleje mediante un buen proceso constructivo. Así mismo, es necesario que durante la construcción de una edificación se cuente con la participación de un profesional de ingeniería civil competente, para supervisar y garantizar un buen proceso constructivo.

Palabras claves: estructuración sismorresistente, diseño por resistencia, detallado del refuerzo, recubrimientos, anclaje, empalme por traslape.

ABSTRACT

The general objective of this thesis is to elaborate plans of structures that reflect the result of the analysis and design of a reinforced concrete building with five floors and a basement, to facilitate a good construction process. The building is intended as commerce and offices, and is located in the district of El Tambo, Huancayo. In order to fulfill the main objective, the author was directly involved in the construction process of a 10-story multifamily housing building owned by Wilber Álvarez Muñoz, located in Jirón Amarilis number 206, Manzana E, lot 12, urbanization Covicentro, El Tambo - Huancayo.

The building was structured under the principles and seismic-resistant philosophy of Standard E.030 (2018), obtaining a system of structural walls and Dual Type I, in the X and Y direction, respectively. Likewise, the structural analysis was carried out using the method of flat frames in the ETABS Software, from which the required strength of each structural element was determined under the action of the combined and amplified loads, to perform the Resistance Design, established by E.060 standard (2009), guaranteeing that each element has a resistance superior to that required.

Finally, it is concluded, based on what is observed in the aforementioned work, that it is important to present additional details of the reinforcement of each structural element, which facilitate the understanding of their placement, ensuring that the structural design is reflected through a good construction process. Likewise, it is necessary that during the construction of a building there is the participation of a competent civil engineering professional, to supervise and guarantee a good construction process.

Keywords: resistant earthquake structuring, resistance design, reinforcement detailing, coatings, anchoring, overlap splice.

INTRODUCCIÓN

Según la Teoría de Tectónica de placas, la Litósfera está compuesta por la corteza y una parte exterior del manto superior, la cual esta partida en numerosos fragmentos denominados placas, cuya superficie exterior corresponde, una parte, al fondo marino y la otra parte a la superficie de los continentes. Su grosor promedio es de 100km pudiendo alcanzar 250km o más debajo de las zonas antiguas de los continentes. Debajo de la litósfera se encuentra la Astenósfera en toda la parte restante del manto superior, capa de la Tierra que se encuentra en estado de semifusión por las altas temperaturas en el interior de la tierra. Debido a los gradientes de temperatura en el interior de la tierra, parte de la Astenósfera se expande y se eleva hasta alcanzar la Litósfera, para luego dispersarse horizontalmente dando lugar a las llamadas corrientes de convección en la Astenósfera. Estas corrientes arrastran consigo grandes porciones de Litósfera denominadas Placas Tectónicas, con una velocidad de 1 y 6 cm. por año.

Debido a este movimiento las placas están en permanente interacción en sus bordes, lo que constituye la casi totalidad de terremotos en el planeta.

El Perú se encuentra en la placa continental sudamericana, siendo bordeada por el Oeste por la Placa de Nazca, la cual tiene un movimiento convergente con borde de subducción, es decir, se introduce por debajo de la placa sudamericana. La Placa de Nazca forma parte del cinturón Circumpacífico en el cual se genera la mayor sismicidad en el mundo. Por tal motivo el Perú es considerado un país altamente sísmico con 4 zonas sísmicas, según Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

La provincia de Huancayo se encuentra en la zona 3, considerada como zona sísmica media alta. Sin embargo, la mayoría de las construcciones de edificaciones en Huancayo, no cumplen con las normativas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). En una inspección visual realizada por los distritos de Huancayo se observaron las siguientes deficiencias en el proceso constructivo así como el poco criterio de estructuración sismorresistente, tales como: mala configuración estructural, incompatibilidad entre los planos proyectados y la ejecución de obra, cambios bruscos en las secciones de la columnas, incorrecto armado del refuerzo debido a la falta de un correcto detallado en los planos, empalmes del refuerzo en zonas no recomendadas, carencia de juntas de dilatación y/o separación sísmica entre edificaciones, además de otros. Esto debido a que no hay un control adecuado en la ejecución de las obras por parte de las entidades competentes.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el siglo V a.C., Herodoto descubrió fósiles marinos en el desierto de Libia. En el siglo VII, Francis Bacon hizo notar la correlación entre las costas orientales de América del sur y las costas occidentales de África. Sugiriendo que ambos continentes alguna vez estuvieron unidos. En 1975, J. Hutton con la obra Teoría de la Tierra, intenta explicar científicamente los cambios de la corteza terrestre. Tal fue así que en la década de 1960 y 1970, gracias a múltiples avances en la geología se configuró la actual teoría Tectónica de Placas, que explica la dinámica de la Tierra.

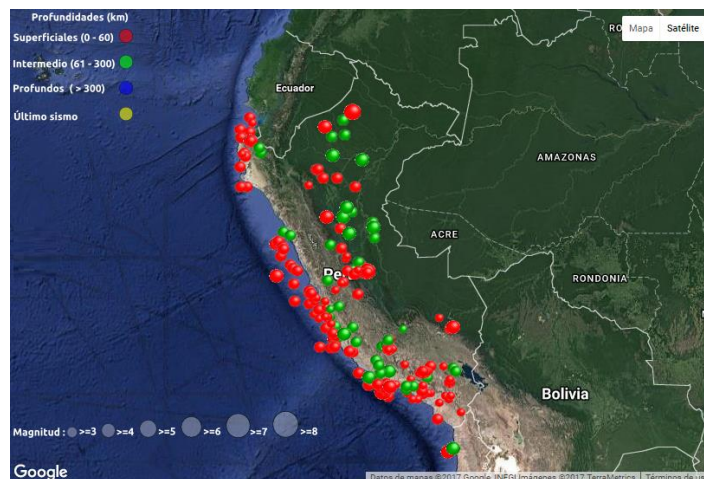
Según la Teoría de Tectónica de placas, la Litósfera está compuesta por la corteza y una parte exterior del manto superior, la cual está partida en numerosos fragmentos denominados placas, cuya superficie exterior corresponde, una parte, al fondo marino y a la otra parte a la superficie de los continentes. Su grosor promedio es de 100km pudiendo alcanzar 250km o más debajo de las zonas antiguas de los continentes. Debajo de la litósfera se encuentra la Astenósfera en toda la parte restante del manto superior, capa de la Tierra que se encuentra en estado de semifusión por las altas temperaturas en el interior de la Tierra. Debido a los gradientes de temperatura en el interior de la Tierra, parte de la Astenósfera se expande y se eleva hasta alcanzar la Litósfera, para luego dispersarse horizontalmente dando lugar a las llamadas corrientes de convección en la

Astenósfera. Estas corrientes arrastran consigo grandes porciones de Litósfera denominadas Placas Tectónicas, con una velocidad de 1 y 6cm. por año.

Debido a este movimiento las placas están en permanente interacción en sus bordes, lo que constituye la casi totalidad de terremotos en el planeta. (Muñoz, sf.)

El Perú se encuentra en la placa continental sudamericana, siendo bordeada por el oeste por la Placa de Nazca, la cual tiene un movimiento convergente con borde de subducción, es decir, se introduce por debajo de la Placa Sudamericana. La Placa de Nazca forma parte del cinturón Circumpacífico en el cual se genera la mayor sismicidad en el mundo. Por tal motivo el Perú es considerado un país altamente sísmico con 4 zonas sísmicas según Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

Figura 1: Sismos registrados en nuestro país (2017)



Fuente: Instituto geofísico del Perú (IGP)

Como se observa en la Figura 1;, se registraron un total de 231 sismos que ocurrieron hasta el mes de setiembre en el Perú. Es por ello que la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 establece los requisitos mínimos para que una estructura cumpla con la filosofía del diseño sismorresistente, que son:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Así mismo la estructura debe cumplir con ciertos requisitos para tener un buen desempeño estructural ante cargas de gravedad y de sismo. Estos requisitos son:

configuración, resistencia, para soportar las cargas que actúan sobre ellas, rigidez, para limitar los desplazamientos laterales y ductilidad, para incurrir en el rango inelástico en determinadas zonas, sin perder su resistencia ni que se produzca falla frágil; (Fernández, CIP). Así mismo es importante un adecuado proceso constructivo.

De acuerdo al mapa de zonificación de la norma E.030, la provincia de Huancayo se encuentra en la zona 3, considerada como zona sísmica media alta. Sin embargo, la mayoría de las construcciones de edificaciones en Huancayo, no cumplen con las normativas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). En una inspección visual realizada por los distritos de Huancayo se observaron las siguientes deficiencias en el proceso constructivo así como el poco criterio de estructuración sismorresistente, tales como: mala configuración estructural, incompatibilidad entre los planos proyectados y la ejecución de obra, cambios bruscos en las secciones de la columnas, incorrecto armado del refuerzo debido a la falta de un correcto detallado en los planos, empalmes del refuerzo en zonas no recomendadas, carencia de juntas de dilatación y/o separación sísmica entre edificaciones, además de otros. Esto debido a que no hay un control adecuado en la ejecución de las obras por parte de las entidades competentes.

Las imágenes 2, 3 y 4 muestran una parte de cómo se viene construyendo y cómo se construyeron algunas edificaciones en nuestra ciudad. Se observa que las concepciones estructurales no cumplen con los criterios y requisitos mínimos establecidos en la ingeniería estructural y en las normas técnicas peruanas

1.1.1.1. Malas prácticas constructivas en la colocación de los refuerzos

La poca importancia a los planos estructurales hace que no se tenga cuidado al momento de colocar correctamente los refuerzos, ocasionando errores que puedan perjudicar al comportamiento de la estructura. Tal es así que en la figura 2 se observa la incorrecta ubicación del acero de la viga, ya que esta fuera del núcleo de la columna.

Figura 2: El refuerzo de la viga esta fuera del núcleo de la columna



Fuente: Propia (Jirón Angaraes y Jirón Moquegua)

La figura 3 muestra la falta de comprensión de los planos estructurales, ya que se realiza un empalme por traslape en una zona de altos esfuerzos, el cual puede ser peligroso.

Figura 3: El empalme del acero negativo de la viga se realiza cerca al apoyo



Fuente: Propia (entre jirón Arequipa y jirón Cajamarca)

Figura 4: Acero longitudinal de la viga no confinada en el núcleo de la columna



Fuente: Propia (entre jirón Arequipa y jirón Cajamarca)

1.1.1.2. Malas configuraciones estructurales.

Figura 5: Inexistencia de juntas de separación sísmica entre las edificaciones.



Fuente: Propia (jirón Piura y calle Real)

Figura 6: La sección de las columnas varía de piso a piso generando irregularidad en altura por discontinuidad de las columnas.



Fuente: Propia (jirón Moquegua, entre jirón Loreto y jirón Ica)

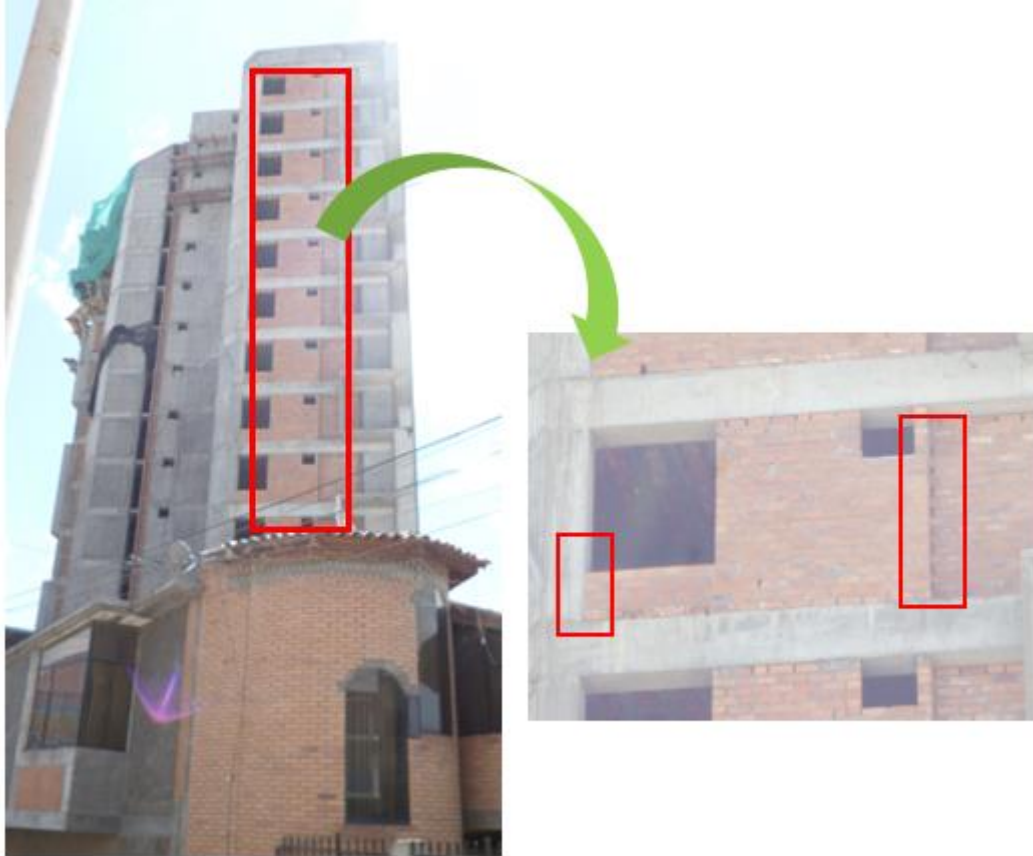
Figura 7: Irregularidad en altura ($B > 4A$) estructura muy esbelta



Fuente: propia (jirón Moquegua cuadra 13)

1.1.1.3. Carencia de adecuada resistencia en la tabiquería

Figura 8: No presenta arriostramiento en los elementos no estructurales (falta de columnetas).



Fuente: propia (jirón Santa Rosa y Av. Sucre)

A los problemas mostrados en las imágenes anteriores se suman los malos procesos constructivos, razón por lo cual se considera la gran importancia que tiene el detallado del refuerzo. Un buen detallado permite lograr la calidad deseada de la estructura diseñada, en la obra construida. El diseño de una estructura de concreto armado no solo consiste en proporcionar una sección estructural que sea capaz de soportar los esfuerzos provenientes del análisis estructural, sino también en saber plasmarlos en un conjunto de dibujos bien detallados. Park y Paulay, 1983, menciona: “Las herramientas computacionales han facilitado el análisis estructural de edificaciones, sin embargo, estas son insuficientes para elaborar un buen detallado... La importancia del detallado no puede

desvincularse del diseño estructural, pues solo una estructura bien detallada puede lograr la calidad deseada de comportamiento, especialmente para las estructuras ubicadas en países sísmicos como el nuestro”.

Lo expuesto motiva al autor plantear el presente tema de tesis, resaltando la gran importancia que tienen el buen detallado de los planos estructurales junto con los aspectos fundamentales previos para el logro de una buena elaboración de un proyecto de estructuras los cuales son: 1) configuración; 2) análisis estructural; 3) diseño. De esa manera se pretende contribuir en la mejora de la calidad constructiva en Huancayo. garantizando buenas construcciones que reflejen la calidad del análisis y diseño del proyecto.

1.2. OBJETIVO

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Elaborar planos estructurales detallados que reflejen el análisis y diseño de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano, para facilitar un buen proceso constructivo.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estructurar adecuadamente el edificio de concreto armado, ubicado en zona sísmica, y efectuar el análisis estructural.
- Diseñar los elementos que componen el edificio, ubicado en zona sísmica.
- Elaborar planos estructurales detallados que faciliten un buen proceso constructivo.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Vistos los casos que se perciben en las obras de la ciudad de Huancayo zona sísmica media alta (zona 3), relacionados a la falta de la concepción estructural sismoresistente y al detallado del refuerzo inferior al estándar o incluso negligente, es un indicativo que en la ciudad se requieren ingenieros civiles que contribuyan con la mejora de los proyectos

estructurales y así poder facilitar la construcción de edificaciones seguras frente a futuros sismos con un comportamiento adecuado durante su vida útil. Por lo tanto, el autor de esta tesis enriquecerá sus conocimientos en el campo estructural utilizando el arte del detallar reflejado en el diseño estructural de un edificio de concreto armado, permitiéndole insertarse al campo laboral.

Sumado a lo anterior, la presente tesis servirá como referente para aquellos que deseen realizar el diseño de un edificio en concreto armado, así como mejorar la presentación de los planos de detallado para facilitar un buen proceso constructivo.

1.4. DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO

El desarrollo de la presente tesis está orientado al diseño de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano, reflejado en adecuados planos estructurales detallados que faciliten un buen proceso constructivo. Para dicho fin el diseño estructural se centrará en los elementos estructurales que conforman la superestructura (columnas, placas, vigas, losas, escaleras), resaltando, además, el acero de refuerzo de las uniones viga – columna, viga – placa, vigas sobre vigas, y detallados constructivos que faciliten el vaciado de losas aligeradas. Cabe resaltar la importancia que tienen los detallados con tendencia a lograr en obra diámetros de doblez del acero, gancho sísmico, grapas suplementarias, entre otros.

El motivo por el cual se ha delimitado este estudio solo a los elementos que conforman a la superestructura, se debe a que, durante el proceso de elaboración de esta tesis, el autor planificó su compromiso de participar en forma directa en el proceso constructivo de la obra de un edificio de vivienda multifamiliar de 10 pisos de propiedad del Médico Wilber Álvarez Muñoz, ubicado en Jirón Amarilis número 206, Manzana E, lote 12, urbanización Covicentro, El Tambo – Huancayo.

1.5. METODOLOGÍA

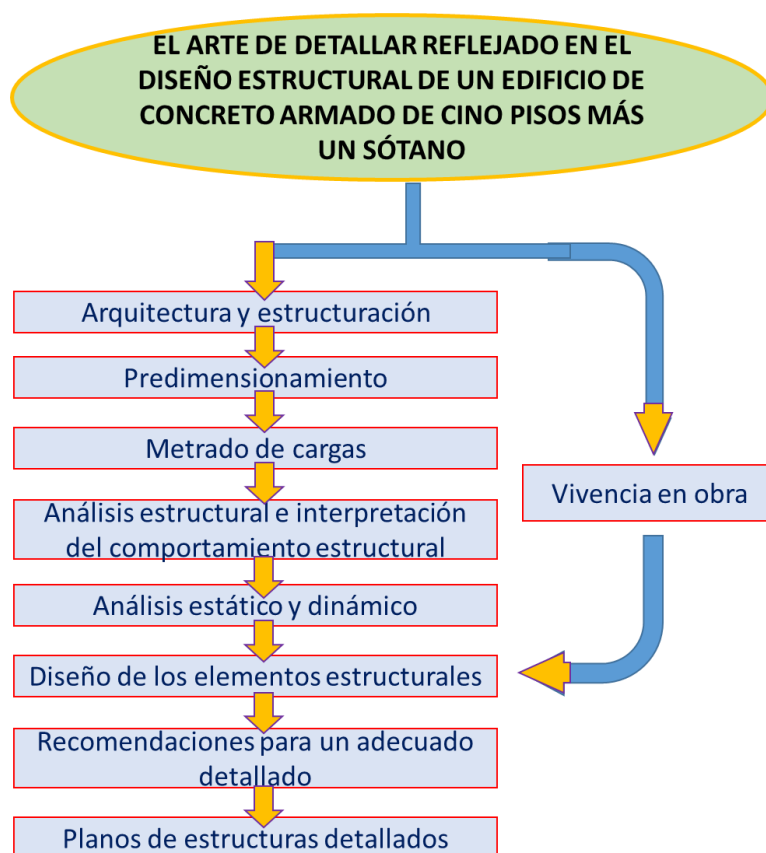
1.5.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es del tipo tecnológica, y está definida por Salinas (2012), como “una investigación que resuelve un problema de inmediato”. Se basa sobre los descubrimientos, hallazgos y soluciones de la investigación orientada. Tiene objetivos utilitarios. Ejemplos de este tipo de investigaciones son proyectos similares a los que se presentara en esta tesis.

1.5.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La figura 9 es un diagrama de flujo que describe los pasos a seguir para el diseño estructural del edificio de concreto armado ubicado en zona sísmica de peligro media alta.

Figura 9: Diagrama de flujo del proceso de diseño del edificio de concreto armado



CAPÍTULO II

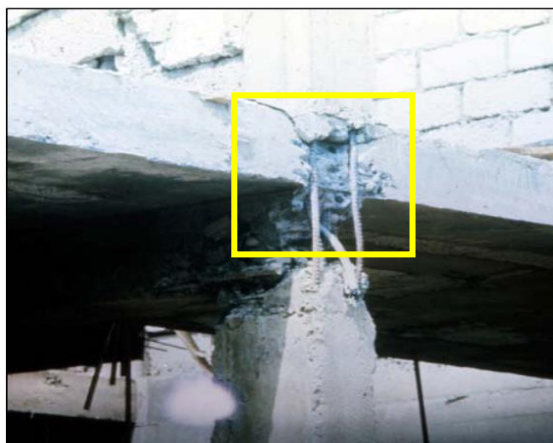
MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ARTÍCULOS CIENTÍFICOS

La investigación de Nienhuys (2010), titulada “Fallas de Construcción de Hormigón Armado Expuestos por terremotos” reporta daños estructurales productos de sismo en países como Ecuador, Nicaragua, Indonesia y Pakistán, para ello analizó las estructuras colapsadas después de sucedido el sismo, identificando errores en el diseño arquitectónico e ingeniería, fallas en el detallado, insuficiente refuerzo en las columnas, excesivo peso en las estructuras y la mala gestión de la construcción por parte de los contratistas. Algunas de las fallas debidas al mal detallado del refuerzo se ilustran en las figuras 10 y 11:

Figura 10: Falla por falta de desarrollo de la longitud de anclaje entre la viga y la columna – Ecuador, 1976



La falta del desarrollo de la longitud de anclaje entre la viga y la columna, hace que la viga se desprenda de la columna, o reduzca el confinamiento entre ambos elementos. Generalmente no se toman en cuenta los detalles, o se hace un mal dibujo de estos, es por eso que se amerita un estricto control de los detallados antes de que se proceda al vaciado del concreto.

Figura 11: Congestionamiento del refuerzo en el nudo entre la viga y la columna – Indonesia, 2004



Fuente: Nienhuys, 2010

El congestionamiento del refuerzo en el nudo entre la viga y la columna hace que la adherencia entre el acero y el concreto no sea la correcta, siendo este un problema ya que durante un sismo esta unión trabajará como una bisagra flexible, fallando la estructura.

2.1.2. REVISTAS DE PUBLICACIÓN

En la conferencia brindada por Fernández, (CIP), titulada “Aspectos a considerar en el Peritaje de Estructuras afectadas por Sismos” se muestran las fallas en estructuras producidas por un detallado no dúctil de estructuras de Concreto Armado, como:

- Refuerzo insuficiente.
- Falta de continuidad en el refuerzo.

- Confinamiento insuficiente.

Por lo cual recomienda:

Diseñar estructuras capaces de ingresar a una etapa plástica, sin perder su resistencia y sin llegar a la falla.

Prevenir la formación de rótulas plásticas en elementos que afecten menos la estabilidad de la estructura (antes en vigas que en columnas)

Diseñar conexiones entre elementos, de manera que se permita desarrollar la ductilidad.

Proporcionar adecuadas longitudes de anclaje.

Considerar que la falla por corte es frágil y causa pérdida repentina de resistencia sin suficiente disipación de energía. En las figuras 12 y 13 se muestran las fallas mencionadas.

Figura 12: Pandeo del acero de la columna por estribos abiertos



Fuente: Aspectos a considerar en el Peritaje de Estructuras afectadas por Sismos – CIP

Figura 13: Falla en nudos viga columna, por ausencia de estribos



Fuente: Aspectos a considerar en el Peritaje de Estructuras afectadas por Sismos - CIP

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. NOCIONES PRELIMINARES PARA EL DETALLADO DE REFUERZO

2.2.1.1. Adherencia entre acero y concreto

Según Harmsen (2017), en los elementos de concreto reforzado, los esfuerzos de compresión son resistidos principalmente por el concreto, mientras que los esfuerzos de tracción son resistidos por el acero de refuerzo. Por tanto, para que exista un trabajo conjunto entre ambos materiales debe existir transferencia de esfuerzos o adherencia.

Por otro lado, Ottazzi (2011), menciona que, si no existiera adherencia, las barras de refuerzo se deslizarían dentro de la masa de concreto sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al concreto en sus deformaciones.

Gracias a la adherencia las barras de refuerzo pueden trabajar inicialmente a la vez que el concreto, después cuando este se fisura lo hacen regularmente a lo largo del elemento. La adherencia permite que el acero tome los esfuerzos de tracción, manteniendo así la unión entre los dos materiales en las zonas entre fisuras. La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos:

- a. Asegurar el anclaje de las barras de refuerzo
- b. Transmitir los esfuerzos cortantes que aparecen en la periferia de las armaduras como consecuencia de las variaciones en los esfuerzos longitudinales (compresión y tracción) de las mismas.

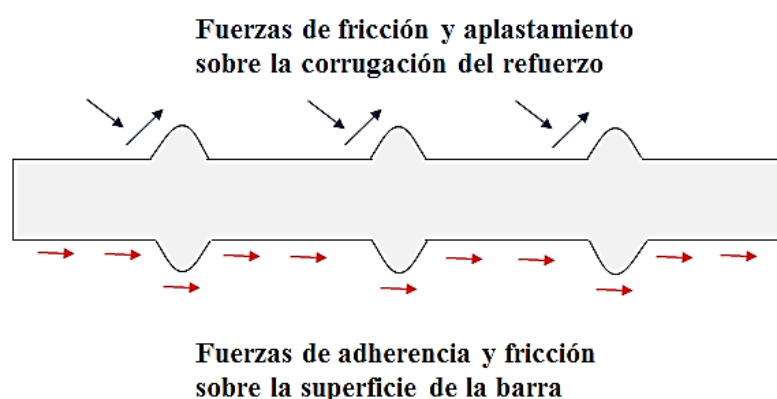
A. Mecanismos que originan la adherencia entre concreto y acero de refuerzo

Son tres los mecanismos que permiten desarrollar la adherencia necesaria para la transmisión de esfuerzos desde el refuerzo corrugado al concreto que lo rodea.

1. La adhesión química entre el refuerzo y el concreto, es generada a través de fuerzas capilares y moleculares que se desarrollan en la interfase, el acero absorbe pasta cementante.
2. La fricción que se produce entre las superficies, en proporción a su aspereza, proviene de la resistencia al deslizamiento debido a que la pasta del concreto ingresa a las corrugaciones de la barra de refuerzo.
3. El anclaje mecánico por aplastamiento del concreto contra las corrugaciones de las varillas, es el contribuyente principal para la adherencia.

La Figura 14: muestra las fuerzas que actúan entre las barras corrugadas y el concreto.

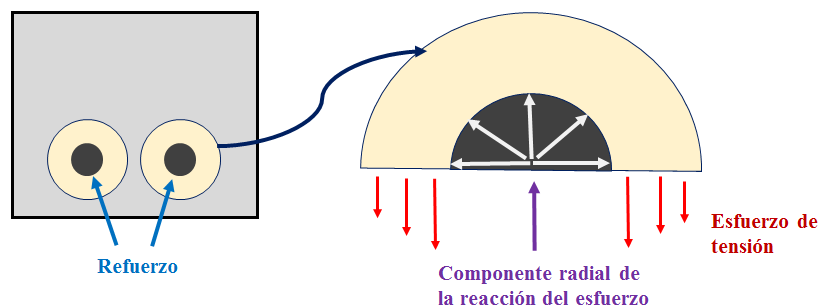
Figura 14: Fuerzas que actúan entre las barras corrugadas y el concreto.



Nota. Adaptado de “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2017.

El concreto que rodea a la barra está sometido a esfuerzos, los cuales se ilustran en la Figura 15:. El círculo se puede estimar con un diámetro de $1.5d_b$ (d_b es el diámetro de la barra), cuando el círculo toca alguna superficie de la viga puede producirse una grieta de adherencia. De la observación de esta figura se desprende la importancia de recubrimiento y el espaciamiento entre barras.

Figura 15:. Esfuerzo en el concreto que rodea a la barra de refuerzo



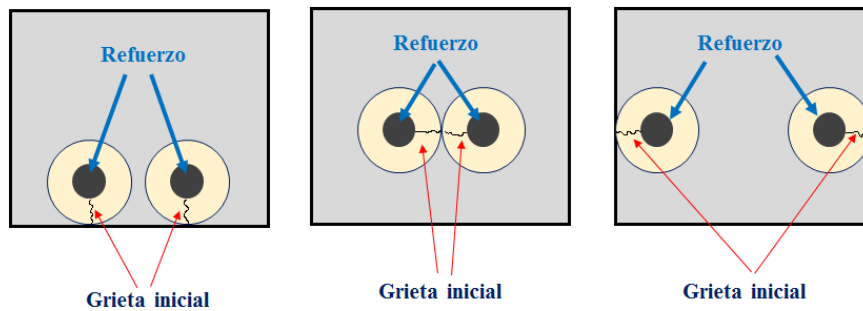
Nota. Adaptado de “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2017.

Harmsen (2017), indica que el concreto puede presentar dos fallas debido a los esfuerzos que está sometido.

La primera falla se produce cuando los esfuerzos de tensión alrededor del acero superan la resistencia a tracción del concreto. En la sección de menor espesor se origina las grietas, las cuales van a ocasionar la pérdida de la adherencia. El recubrimiento y espaciamiento entre varillas son factores críticos en estos casos.

La Figura 16: muestra las grietas debido a los esfuerzos de adherencia, poco recubrimiento inferior, poco espaciamiento entre barras, poco recubrimiento lateral.

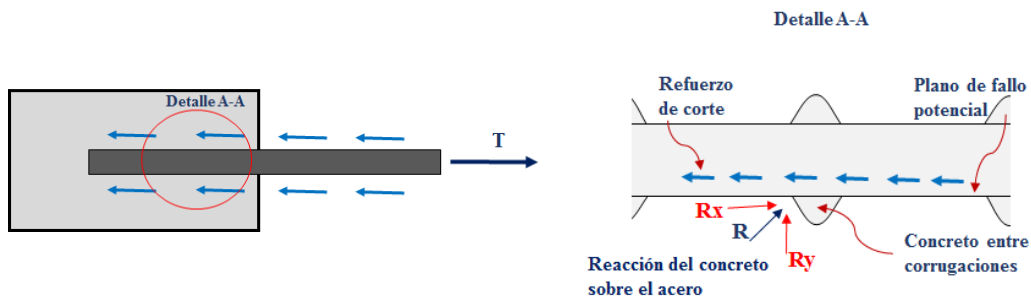
Figura 16: Grietas debido a los esfuerzos de adherencia entre concreto y el refuerzo de acero



Nota. Adaptado de “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2017.

La segunda falla se presenta cuando el concreto embebido en el acero de refuerzo falla por aplastamiento o desprendimiento, como consecuencia del deslizamiento del refuerzo. La Figura 17: esquematiza lo antes mencionado.

Figura 17: Deslizamiento del refuerzo en el concreto



Nota. Adaptado de “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2017.

2.2.1.2. Recubrimientos en los elementos estructurales

Es necesario asegurar un recubrimiento mínimo de concreto para proteger el refuerzo contra la corrosión, el fuego, la abrasión, etc. Las varillas colocadas muy cerca de los bordes del elemento pueden ser atacadas por agentes externos pues el concreto es un material poroso y siempre presenta fisuras debidas a la contracción de fragua. Sin embargo, el recubrimiento no debe ser demasiado grueso pues esto

puede ocasionar rajaduras en el concreto por falta de refuerzo. (Harmsen, 2002)

El recubrimiento de concreto para el acero de refuerzo cumple con varias funciones:

a. Protección del refuerzo contra agentes externos

En condiciones normales de exposición del concreto, así como la humedad, debe disponerse de un recubrimiento mínimo, para ello según la norma E060, en el capítulo 7, proporciona valores de recubrimientos mínimos para cada elemento estructural (losas, zapatas, muros, vigas, columnas, etc.)

Cuando el concreto está expuesto a condiciones externas agresivas tales como la presencia de fuentes externas de cloruros provenientes de la aplicación de productos anticongelantes, agua de mar, aguas servidas, es necesario incrementar el recubrimiento hasta un mínimo de 5cm.

b. Protección del refuerzo contra el fuego

El concreto protege al acero de la acción directa que se puede ocasionar en caso de incendio, ya que no se sabe en qué momento puede producirse este incidente, en tal sentido a mayor recubrimiento se tendrá un mayor tiempo que el acero pueda soportar las altas temperaturas.

c. Adherencia entre el acero y el concreto

Por lo general un recubrimiento con un espesor equivalente por lo menos al diámetro de las barras es suficiente para la adherencia. (Ottazzi, 2011). Por lo descrito sobre adherencia, podemos decir que un adecuado recubrimiento permite que se desarrollen los esfuerzos de adherencia entre acero y concreto.

d. Facilidad de colocación del concreto

Los recubrimientos mínimos permiten que el concreto fluya alrededor de las barras logrando así una adecuada adherencia entre acero y concreto. Si los recubrimientos son muy pequeños es

posible que el concreto no logre embeber completamente al acero de refuerzo, haciendo que estos estén expuestos. (Ottazzi, 2011)

A continuación, la Tabla 1 muestra los recubrimientos mínimos establecidos en la Norma E060, para condiciones normales de exposición del concreto y para elementos vaciados en sitio.

Tabla 1.: Recubrimientos mínimos establecidos en la norma E060

CONCRETO CONSTRUIDO EN SITIO			
Exposición del concreto	Elemento	Refuerzo	Recubrimiento mínimo (cm)
Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él.	Todos	Todos	7.00
Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie	Todos	Barras de 3/4" y mayores	5.00
		Barras de 5/8" y menores	4.00
	Losas, muros y viguetas	Barras mayores a 1 3/8"	4.00
		Barras de 1 3/8" y menores	2.00
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Muros de corte	Todos	2.50
	Vigas y columnas	Todos	4.00
	Vigas chatas	Todos	2.00

Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

La condición "expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo" se refiere a exposiciones directas a cambios de la humedad y no sólo a cambios de temperatura. (ACI, 2014)

Cabe señalar que estos recubrimientos son los mínimos que se puede emplear en los elementos estructurales. Por lo cual es posible aumentar el recubrimiento de los elementos estructurales, tal como lo mencionan (Montoya- Meseguer- Morán, 2000) y (Harmsen, 2002)

Montoya, Meseguer y Morán (2000), indican que el recubrimiento máximo admisible para la capa exterior de armaduras es de 5cm, si es necesario disponer de un mayor recubrimiento a causa de la exposición a ambientes agresivos, conviene colocar una malla de alambre en medio del recubrimiento para sujetar el concreto del mismo.

Por otro lado, Harmsen (2017), menciona que para protección especial contra incendios es recomendable un recubrimiento de 5 cm para muros y losas, y un recubrimiento de 6 cm para otros elementos. En estos casos, es conveniente armar el recubrimiento con malla de alambre.

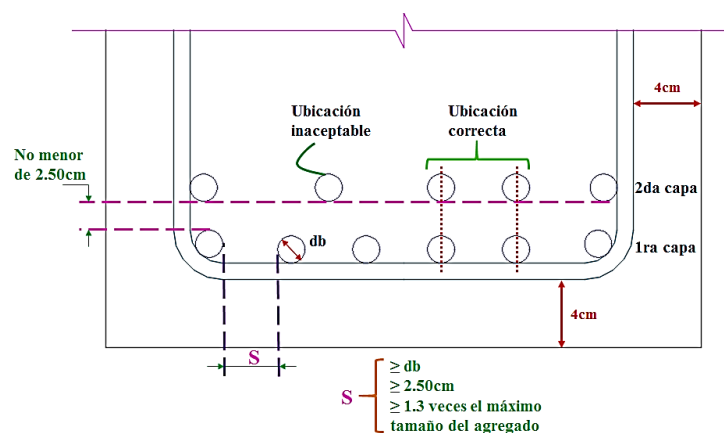
Según el ACI (2014), se permite que todo acabado de concreto de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido para efecto de consideraciones no estructurales.

2.2.1.3. Espaciamiento del acero de refuerzo

El espaciamiento mínimo entre barras que indica la Norma E060 (2009), artículo 7.6.1 (ver Figura 18:), obedece a la necesidad de garantizar el flujo del concreto fresco dentro de los espacios libres entre las barras, así mismo también entre la barra y el encofrado de tal modo que no se generen las cangrejas en el concreto. El espaciamiento mínimo también asegura la adherencia entre acero y concreto. (Ottazzi, 2011)

En necesario evitar el congestionamiento del acero de refuerzo tanto en vigas como en columnas para lograr una buena colocación y compactación del concreto. Se debe tener especial cuidado en los nudos vigas columna, ya que generalmente ahí se presenta el congestionamiento del acero de refuerzo.

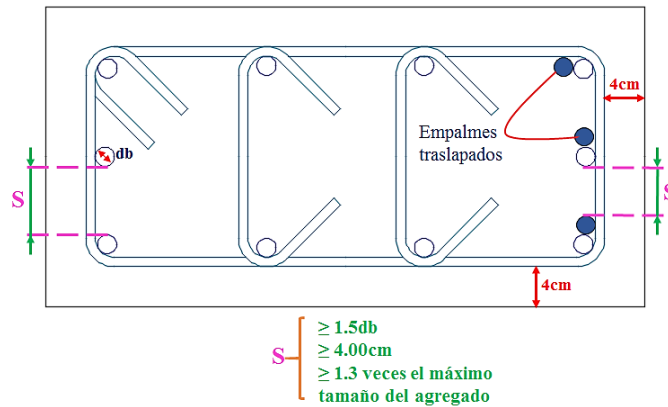
Figura 18: Espaciamiento mínimo entre barras en elementos sometidos a flexión, según norma E.060 (2009)



Nota. Adaptado de "Apuntes de concreto armado I", por G. Ottazzi, 2011.

Para columnas y elementos sometidos a compresión los requerimientos que nos da la norma E.060, son más exigentes, la Figura 19: detalla los mismos.

Figura 19: Espaciamiento mínimo entre barras para elementos sometidos a compresión, según norma E.060 (2009)

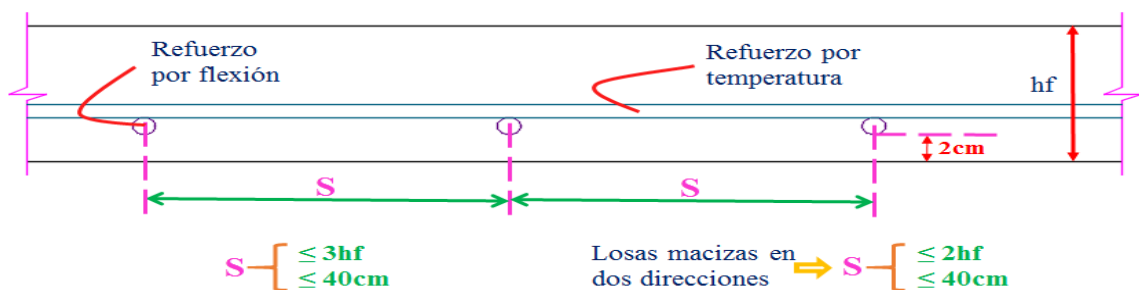


Nota. Adaptado de “Apuntes de concreto armado I”, por G. Ottazzi, 2011.

Las distancias libres o espaciamiento mostradas en la Figura 18: y Figura 19:, deben aplicarse para los empalmes por traslape y otras barras adyacentes.

Por otro lado, tenemos el caso de las losas y muros, respecto a ellas, la Norma E.060, indica un espaciamiento máximo del refuerzo tal como se muestra en la Figura 20:.

Figura 20: Espaciamiento máximo del refuerzo en losas y muros, según norma E.060 (2009)



Nota. Adaptado de “Apuntes de concreto armado I”, por G. Ottazzi, 2011.

2.2.1.4. Longitud de desarrollo o anclaje

Harmsen (2017), define a la longitud de anclaje como la longitud de la varilla de acero que se requiere embeber en concreto para garantizar el desarrollo de su resistencia de diseño, f_y , a partir de una determinada sección crítica.

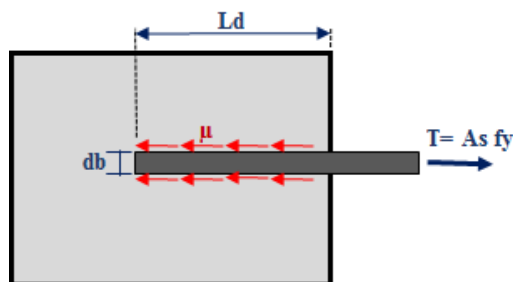
Por su parte, Ottazzi (2011), indica que, si la distancia de una sección de la barra en la cual se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia al extremo de la misma, es menor que la longitud de desarrollo, entonces en teoría la barra se saldrá del concreto.

Así mismo, la norma E.060 (2009), respecto a la longitud de desarrollo, menciona que, la tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos.

La

Figura 21: muestra de manera simple el concepto de longitud de anclaje.

Figura 21: Longitud de anclaje.



Nota. Adaptado de “Apuntes de concreto armado I”, por G. Ottazzi, 2011.

La longitud de anclaje de una barra depende de varios factores los cuales son: a) diámetro de la barra (db), b) tipo de barra (corrugada o lisa), c) esfuerzo de fluencia del acero utilizado, d) posición de la barra (barra superior o inferior), e) recubrimiento (espesor y espaciamiento entre barras), f) resistencia a la compresión del concreto ($f'c$) y g) presencia de refuerzo transversal en la zona de anclaje.

Es necesario definir a cuáles se les llama barras superiores e inferiores, para ello, la Norma E060, en su artículo 12.2.4, menciona que serán barras superiores todas aquellas que tienen 30cm o más de concreto fresco debajo de ellas.

Las barras superiores necesitan una mayor longitud de anclaje que las inferiores, esto debido a que el concreto en la zona de compresión no se encuentra agrietada y parte de la carga en la barra se transfiere por apoyo directo del extremo de la barra en el concreto. (Ottazzi, 2011)

Teniendo en cuenta lo descrito anteriormente pasaremos a realizar el cálculo de las longitudes de anclaje o de desarrollo de una barra, para ello tomaremos las tablas descritas en el capítulo 12 de la Norma E.060.

Tabla 2:. Longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados a tracción.

CONDICIÓN	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor	$Ld = \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{6.6 \sqrt{f'c}} \right) db$

Nota. Tomado de la Norma E.060, “Concreto Armado”. Perú, 2009

FACTOR	CONDICIÓN	VALOR
ψ_t	Barras superiores	1.3
	Otras barras	1.0
ψ_e	Barras o alambres con tratamiento superficial de epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamento libre menor que 6db	1.5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico	1.2
	Barras sin tratamiento superficial	1.0
ψ_s	Barras hasta $\varnothing 3/4$	0.8
	Barras mayores de $\varnothing 3/4$	1.0
λ	Concreto liviano	1.3
	Concreto normal	1.0

Nota. Tomado de la Norma E.060, “Concreto Armado”. Perú, 2009

Con los valores de la Tabla 2: se obtiene las longitudes de anclaje o de desarrollo para diferentes diámetros de barras, considerando resistencias del concreto de 210 kg/cm² y 280 kg/cm². Ver la tabla 3 para los valores de las longitudes de anclaje o de desarrollo en tracción y la tabla 4; en compresión.

Tabla 3: Longitudes de anclaje o de desarrollo para diferentes diámetros de barras

LONGITUD DE ANCLAJE O DE DESARROLLO EN TRACCIÓN						
Barra	Diámetro	Área	Ld (cm)			
	de barra	de barra	f'c=210kg/cm ²		f'c=280kg/cm ²	
	db (cm)	Ab (cm ²)	Barras superiores	Otras barras	Barras superiores	Otras barras
8mm	0.80	0.50	37	28	32	24
3/8"	0.95	0.71	44	33	38	29
12mm	1.20	1.13	55	42	47	37
1/2"	1.27	1.29	58	45	50	39
5/8"	1.59	1.99	73	56	63	48
3/4"	1.91	2.84	87	67	75	58
1"	2.54	5.10	145	112	126	97
1 3/8"	3.58	10.06	204	157	177	136

$$Ld \geq \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{6.6 \sqrt{f'_c}} \right) db, Ld \geq 30cm$$

Tabla 4: Longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados a compresión.

LONGITUD DE ANCLAJE O DE DESARROLLO EN COMPRESIÓN				
Barra	Diámetro	Área	Ld (cm)	
	de barra	de barra	f'c	f'c
	db (cm)	Ab (cm ²)	210 kg/cm ²	280 kg/cm ²
8mm	0.80	0.50	17	15
3/8"	0.95	0.71	21	18
12mm	1.20	1.13	26	23
1/2"	1.27	1.29	28	24

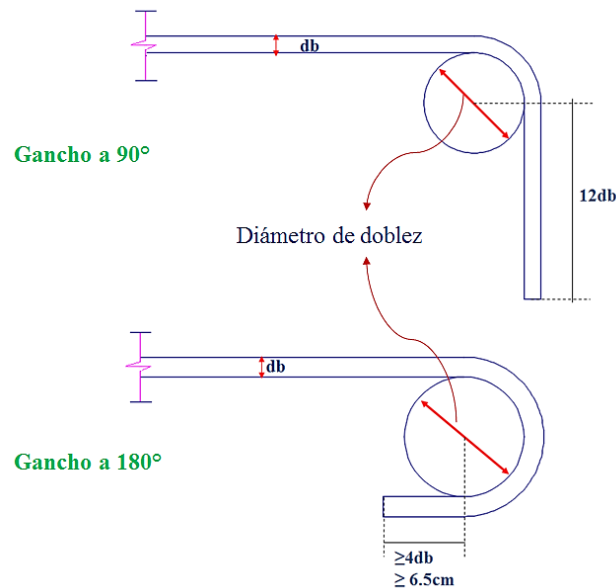
5/8"	1.59	1.99	35	30
3/4"	1.91	2.84	41	36
1"	2.54	5.10	55	48
1 3/8"	3.58	10.06	78	67

Ldc no menor de $l_{dc} \geq \left(\frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db$, $L_{dc} \geq (0.0044 f_y) db$, $L_{dc} \geq 20cm$

2.2.1.5. Gancho estándar en aceros longitudinales

Los ganchos se utilizan cuando no hay suficiente espacio para desarrollar toda la longitud de anclaje de refuerzo, esto es común en los extremos de vigas que se apoyan en columnas, o muros. Según Harmsen (2017), los ganchos sirven de anclaje solo a varillas que se encuentren a tracción, siendo inútiles para el acero en compresión. La Norma E.060, en su artículo 7.1.1, indica el uso de gancho estándar con un doblé a 90° o 180°. Las características de estos ganchos se presentan en la Figura 22:.

Figura 22:.. Características de gancho estándar.



Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Como se puede observar en la Figura 22:, el gancho estándar para barras longitudinales, tiene una geometría con doblé a 90° o 180°, en ambos

casos con un determinado diámetro de doblado (D) y una extensión recta (l_{ext}).

De acuerdo Manual de construcción, fierros de construcción de Aceros Arequipa (2004), el diámetro de doblado, debe tener un diámetro adecuado para no generar tracciones excesivas en el acero, ya que, un diámetro menor al mínimo exigido genera fracturas visibles y no visibles (micro-fractura).

A continuación, la Tabla 5: presenta la geometría del gancho estándar según el diámetro de la barra.

Tabla 5: Geometría del gancho estándar según el diámetro de la barra.

Tipo de gancho estándar	Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado (D)	Extensión recta (l _{ext})
Gancho de 90°	1/4" hasta 1"	6db	
	1 1/8" hasta 1 3/8"	8db	12db
	1 11/16" hasta 2 1/4"	10db	
Gancho de 180°	1/4" hasta 1"	6db	
	1 1/8" hasta 1 3/8"	8db	≥4db ≥6.5cm
	1 11/16" hasta 2 1/4"	10db	

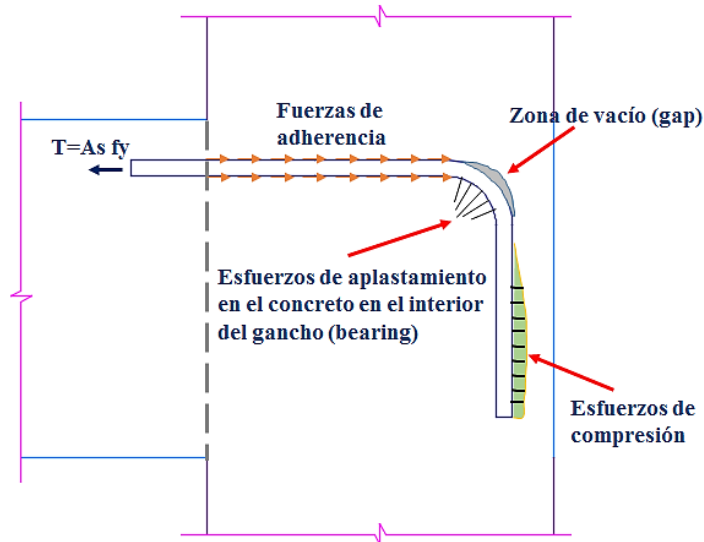
Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Harmsen (2017), menciona que las dimensiones de los ganchos son muy importantes para asegurar la eficiencia de la misma. Se ha demostrado que la longitud de varilla requerida para formar un gancho estándar desarrolla aproximadamente la misma eficiencia que un anclaje recto. En la porción recta se generan esfuerzos de adherencia y en la sección curva, esfuerzos de aplastamiento.

La Figura 23: ilustra la manera en que un gancho a 90° resiste las fuerzas a tracción. Al entrar en tracción la barra, el gancho desliza hacia la izquierda y se forma una pequeña zona de vacío (gap) entre la barra y el concreto, seguido se movilizan fuerzas de adherencia en la zona recta del gancho y esfuerzos elevados de aplastamiento (bearing) en el interior

del gancho. Debido a que las fuerzas de aplastamiento no son colineales con la fuerza de tracción aplicada en la barra, la parte vertical del gancho (la cola o l ext) tiende a enderezarse produciendo esfuerzos de compresión en el concreto. (Ottazzi, 2011).

Figura 23: Comportamiento de un gancho estándar frente a fuerzas de tracción.



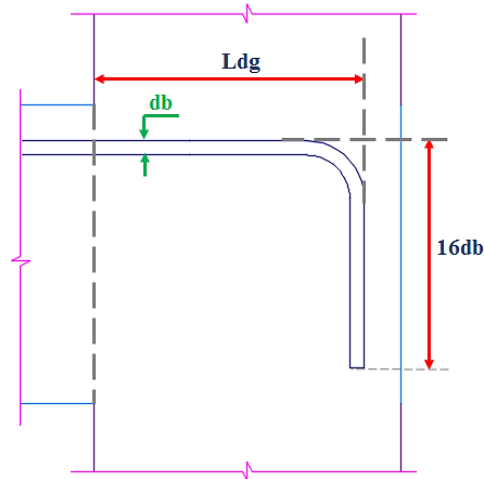
Nota. Adaptado de “Apuntes de concreto armado I”, por G. Ottazzi, 2011.

Existen dos mecanismos de falla en este tipo de gancho, el primero se presenta si no tiene el recubrimiento suficiente, en este caso el concreto se desprende debido a los esfuerzos radiales que genera las corrugaciones de la barra. El segundo ocurre por aplastamiento al interior de la zona curva del gancho, si el gancho se encuentra cerca a la cara del nudo, el aplastamiento puede llegar a la superficie desprendiendo el recubrimiento lateral. Respecto a la zona vertical de gancho (la cola), el recubrimiento de este se agrieta permitiendo que la cola tienda a enderezarse.

Como ya se ha visto la geometría del gancho estándar, faltaría calcular la longitud de anclaje para tener de forma completa las dimensiones de un gancho estándar para diferentes diámetros de barras. Para ello, es necesario aclarar lo siguiente, el valor de la longitud de anclaje (L_{dg}), es la misma para barras superiores e inferiores, también para ganchos a 90° y 180° .

Tener presente que para barras gruesas se requiere bastante espacio para poder cumplir con la geometría del gancho, por lo tanto, en los nudos extremos debemos prestar especial cuidado a la congestión de acero y a las dimensiones del nudo.

Figura 24.: Longitud de anclaje con gancho estándar.



Según la Norma E.060 (2009), en su artículo 12.5.2, para barras corrugadas, los factores a tener en cuenta para encontrar el valor de la longitud de anclaje de gancho estándar, se resumen en la Tabla 6: y la Tabla 7 muestra las longitudes de anclaje con gancho estándar.

Tabla 6.: Factores para encontrar el valor de la longitud de anclaje de gancho estándar

FACTOR	CONDICION	VALOR
ψ_e	Concreto con tratamiento	1.2
	Concreto sin tratamiento	1
λ	Concreto liviano	1.3
	Concreto normal	1

Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Tabla 7.: Longitud de anclaje de gancho estándar

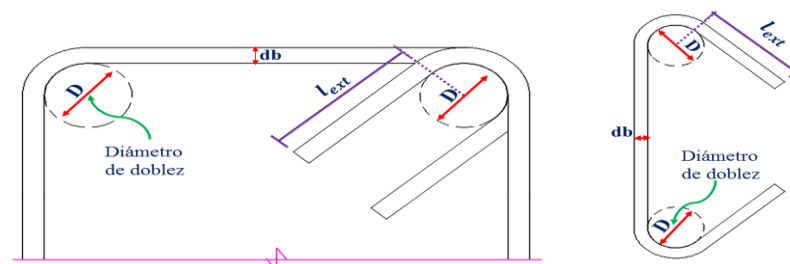
Barra	Diámetro	Área	Ldg (cm)	
	de barra	de barra	f'c	f'c
	db (cm)	Ab (cm ²)	210 kg/cm ²	280 kg/cm ²
8mm	0.80	0.50	17	15
3/8"	0.95	0.71	21	18
12mm	1.20	1.13	26	23
1/2"	1.27	1.29	28	24
5/8"	1.59	1.99	35	30
3/4"	1.91	2.84	41	36
1"	2.54	5.10	55	48
1 3/8"	3.58	10.06	78	67

Ldg no debe ser menor a $l_{dg} \geq \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db$, $L_{dg} \geq 8db$, $L_{dg} \geq 15cm$

2.2.1.6. Gancho sísmico

Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias (refuerzo transversal mínimo de 8mm de diámetro, que tiene gancho sísmico en ambos extremos). Consiste en un doblado de 135° o más. Los ganchos deben tener una extensión de 8 veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento (E.060, 2009). La Figura 25: esquematiza la geometría de un gancho sísmico (diámetro interno de doblado y la extensión recta), ya sea para estribos o grapas suplementarias.

Figura 25.: Geometría de un gancho sísmico.



Nota. Adaptado de "Apuntes de concreto armado I", por G. Ottazzi, 2011.

El diámetro interno de doblado depende del diámetro de la barra de estribo a utilizar, por tanto, la Tabla 8: resume los requisitos de los mismos.

Tabla 8:. Geometría de un gancho sísmico.

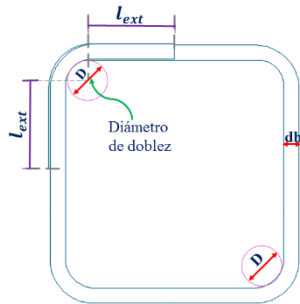
Tipo de gancho estándar	Diámetro de barra	Diámetro mínimo de doblado (D)	Extensión recta (l_{ext})
Gancho de 135°	8mm hasta 5/8"	4db	≥ 6db Y ≥7.5cm
	5/8" hasta 1"	6db	

Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

Por otro lado, también se puede colocar ganchos de 90°, pero no tiene responsabilidad sísmica, ya que la extensión recta (l_{ext}) tiende a descascarar el recubrimiento del concreto cuando el refuerzo es sometido a esfuerzos y el gancho se endereza. La Tabla 9: establece los requisitos mínimos para el estribo en mención.

Tabla 9: Requisitos mínimos para el estribo con ganchos de 90°, E.060 (2009)

Tipo de gancho estándar	GEOMETRÍA DEL GANCHO		
	Diámetro de barra	Diámetro mínimo de doblado (D)	l_{ext}
Gancho de 90°	8mm hasta 5/8"	4db	≥ 6db, 7.5cm
	5/8" hasta 1"	6db	12 db



2.2.1.7. Empalmes

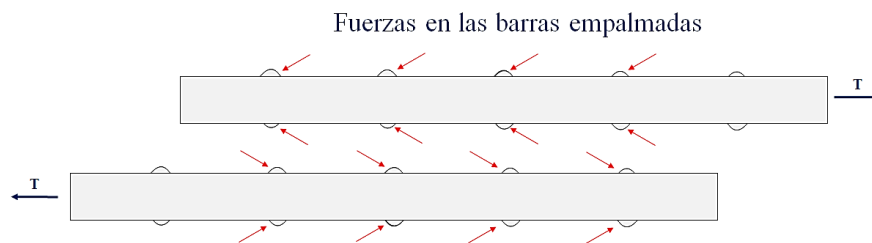
El empalme se usa cuando la longitud del acero de refuerzo no alcanza para poder armar un elemento, es por ello que se necesita unir con otra barra para lograr el largo adecuado. También se presenta en nudos o apoyos y cuando se desee cambiar el diámetro de la barra. Los

empalmes deben ubicarse en la zona de menor esfuerzo, para no disminuir la resistencia del elemento y la distribución deberá ser especificada y plasmada en los planos. (Harmsen, 2017).

Existen tres tipos de empalmes, empalme por traslape, empalme soldados y empalmes mecánicos. En la presente tesis se desarrollará solo el empalme por traslape, ya que es el usado constantemente en la construcción de edificaciones de concreto armado.

Empalme por traslape, consiste en unir dos barras de refuerzo, una a continuación de la otra, con una cierta longitud de traslape. Un empalme transfiere la fuerza de una varilla a otra (en cualquier punto a lo largo del empalme) a través del concreto que rodea a ambas barras de refuerzo. La eficiencia de un empalme depende del desarrollo de la adherencia en la longitud de empalme y la capacidad del concreto para transferir los elevados esfuerzos constantes que se generan. (Harmsen, 2017). En la Figura 26: se ilustra lo mencionado.

Figura 26.: Desarrollo de la adherencia en la longitud de empalme.

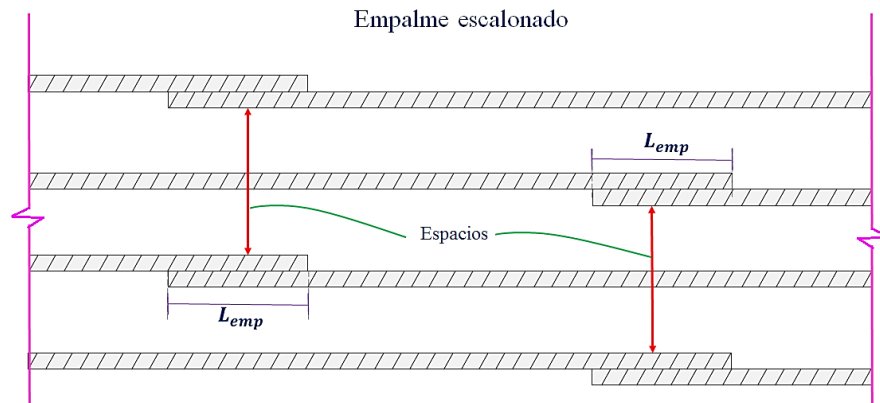


Nota. Adaptado de “Apuntes de concreto armado I”, por G. Ottazzi, 2011.

1. Tendremos empalmes por traslape para barras a tracción y compresión.

Empalmes a tracción, genera compresión diagonal en el concreto ubicado entre varillas, la presencia de estribos, limita el desarrollo de las grietas y asegura una falla dúctil. Experimentalmente se ha demostrado que resulta benéfico escalonar los empalmes debido a que los extremos de las barras son discontinuos y se inician grietas en la zona de tracción. (Harmsen, 2017)

Figura 27: Empalmes a tracción.



Según la norma E.060 (2009), en su artículo 12.15.1, indica que existe dos tipos de empalme a tracción, clase A y clase B. La longitud de empalme está en función a la longitud de anclaje o de desarrollo (L_d) y no debe ser menor que 30cm. La Tabla 10: muestra cuando se debe usar el tipo de empalme.

Tabla 10: Empalme por traslape en tracción

EMPALME POR TRASLAPE EN TRACCIÓN			
(*)Relación de As colocado As requerido	(+)Porcentaje máximo del Acero empalmado	Tipo	Longitud de empalme (L_{emp})
≥ 2	50	Clase A	$\geq L_d$ y 30cm
	100	Clase B	$\geq 1.3 L_d$ y 30cm
< 2	100	Clase B	

Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

(*) As requerida en la zona de empalme, (+) en la zona de empalme.

De manera conservadora y para homogenizar el tipo de empalme a clase B, se presenta la Tabla 11, que resume las longitudes de empalme a tracción.

Empalme a compresión, son de menor longitud a los de tracción ya que las condiciones a las cuales trabaja son favorables, uno de ellos es la

ausencia del agrietamiento transversal. La diferencia más notoria respecto al empalme a tracción es que gran parte de la fuerza se transmite por aplastamiento del concreto en el extremo de la barra. La principal causa que presenta este empalme es por el efecto de aplastamiento, sobre todo en barras grandes. (Harmsen, 2017). La Tabla 11: muestra como determinar la longitud de empalme a compresión (L emp).

Tabla 11: Empalme por traslape en compresión

fy	Longitud de empalme (L emp)	
	f'c = 210kg/cm2	f'c < 210kg/cm2
≤ 4200	0.0073 fy db ≥ 30cm	Incrementar en un 33%
≥ 4200	(0.013 fy - 24)db ≥ 30cm	la longitud de empalme

Nota. Adaptado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

2.2.2. ESPECIFICACIONES DEL REFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La Tabla 12:;

Tabla 13:, Tabla 14: y Tabla 15: presentan en forma resumida y esquematizada los requisitos mínimos que deben cumplirse para el correcto detallado del refuerzo en losas aligeradas unidireccionales, vigas, columnas y placas, en concordancia con la Norma E.060 (2009).

Tabla 12.: Especificaciones del refuerzo en losas aligeradas unidireccionales

<p style="text-align: center;">RECUBRIMIENTO MÍNIMO</p>	<p>Artículo 7.7.1 (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo, en losas, muros y viguetas: <ul style="list-style-type: none"> ✓ Barras de 1 3/8" o menores: 0.02 m ✓ Barras de 1 11/16" o 2 1/4": 0.04 m 	
<p style="text-align: center;">REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN</p>	<p>Artículo 10.5.2. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Refuerzo mínimo por tracción en secciones rectangulares y T con el ala en compresión. $A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$ <p>Artículo 10.5.3. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Se puede obviar 10.5.2 si se coloca 1/3 más del acero requerido. <p>Artículo 7.13.2.1. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> En viguetas, al menos una barra inferior debe ser continua y terminar con gancho estándar en el apoyo discontinuo. 	<p style="text-align: center;">Por recomendación de Ottazzi (2011) para secciones T, $A_{smin(-)} = 2A_{smin(+)}$</p>

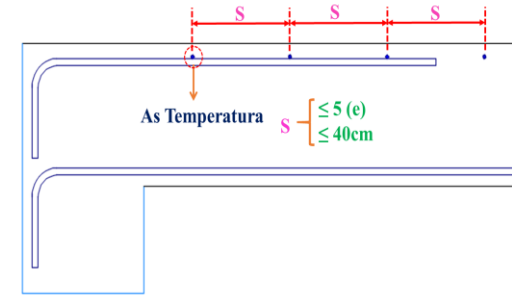
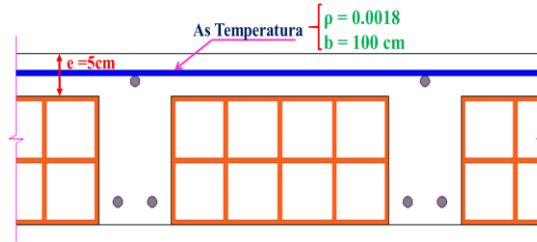
REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

Artículo 9.7.2. (E.060, 2009)

- Cuantía mínima de acero por retracción y temperatura en losas: 0.0018.

Artículo 9.7.3. (E.060, 2009)

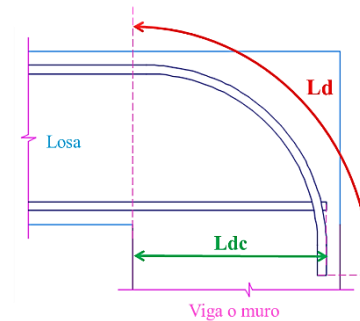
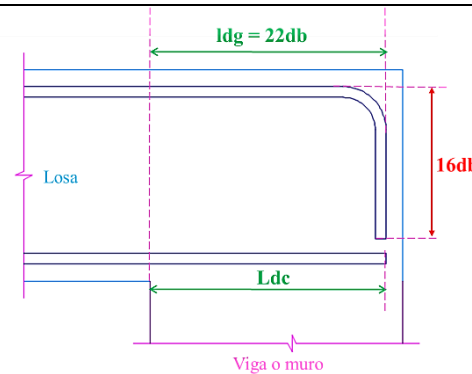
- Espaciamiento máximo entre ejes del acero por retracción y temperatura: el menor de 3 veces el espesor de losa y 0.40 m.



LONGITUD DE DESARROLLO

Artículo 12 (E.060, 2009)

- Longitud de desarrollo a tracción (l_d)
- Longitud de desarrollo a compresión (l_{dc})
- Desarrollo de ganchos estándar en tracción (l_{dg})



Adaptado de Harmsen, "Diseño de estructuras de concreto Armado". Perú, 2017

LONGITUD DE DESARROLLO ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$)				
Barra	db (cm)	l_d (cm)	l_{dc} (cm)	l_{dg} (cm)
8mm	0.80	28	17	17
3/8"	0.95	33	21	21
12mm	1.20	42	26	26
1/2"	1.27	45	28	28
5/8"	1.59	56	35	35

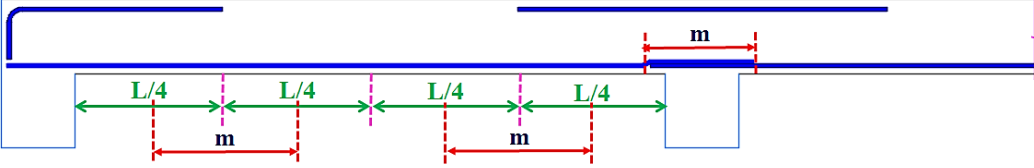
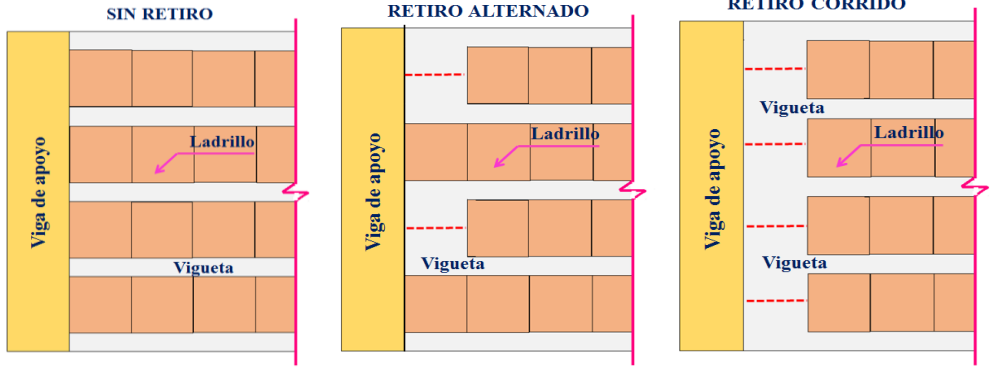
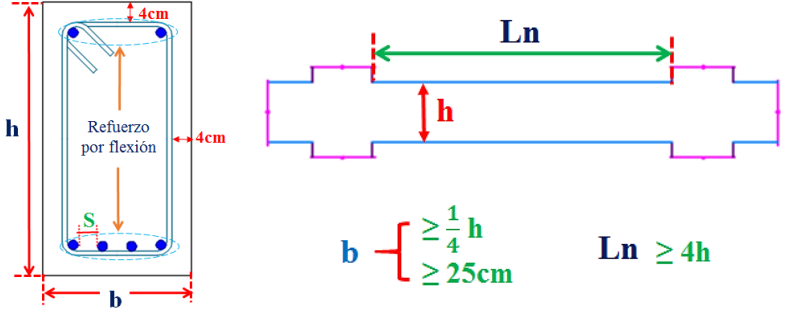
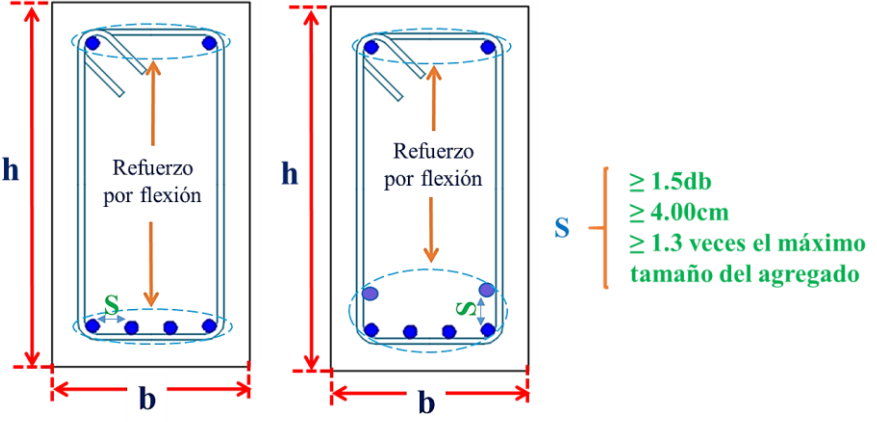
EMPALME POR TRASLAPE	<p>Artículo 12.15. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Empalme de alambres y barras corrugadas a tracción. <ul style="list-style-type: none"> ✓ Clase A = 1.0 ld ✓ Clase B = 1.3 ld <p>Artículo 12.16. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Empalme de barras corrugadas en compresión. <ul style="list-style-type: none"> ✓ $F_y = 4200\text{kg/cm}^2$, $l_{dc} = 0.071fydd$, pero no menor de 0.30 m. 	 <p style="text-align: center;">m: Zona de empalme</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th colspan="2" style="text-align: center;">Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme</th> </tr> <tr> <th></th> <th style="text-align: center;">50</th> <th style="text-align: center;">100</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">$\frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}} \geq 2$</td> <td style="text-align: center;">Clase A</td> <td style="text-align: center;">Clase B</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}} < 2$</td> <td style="text-align: center;">Clase B</td> <td style="text-align: center;">Clase B</td> </tr> </tbody> </table>		Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme			50	100	$\frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}} \geq 2$	Clase A	Clase B	$\frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}} < 2$	Clase B	Clase B
	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme													
	50	100												
$\frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}} \geq 2$	Clase A	Clase B												
$\frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}} < 2$	Clase B	Clase B												
REFUERZO POR CORTANTE	<p>Artículo 8.11.8. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> La resistencia al corte proporcionado íntegramente por el concreto de las nervaduras es considerada un 10% mayor (1.1Vc). La resistencia al corte se puede incrementar ensanchando los nervios o viguetas en las zonas críticas. 													

Tabla 13: Especificaciones del refuerzo en vigas

<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">RECUBRIMIENTO MÍNIMO</p>	<p>Artículo 7.7.1. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armadura principal y estribos en vigas: 0.04 m 	
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO</p>	<p>Artículo 7.6.1. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • La distancia libre mínima entre barras no debe ser menor a 0.025 m. <p>Artículo 7.6.2. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • La distancia libre mínima entre capas no debe ser menor a 0.025 m. 	

Artículo 10.5.2. (E.060, 2009)

- Refuerzo mínimo por tracción en secciones rectangulares y T con el ala en compresión.

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b w d$$

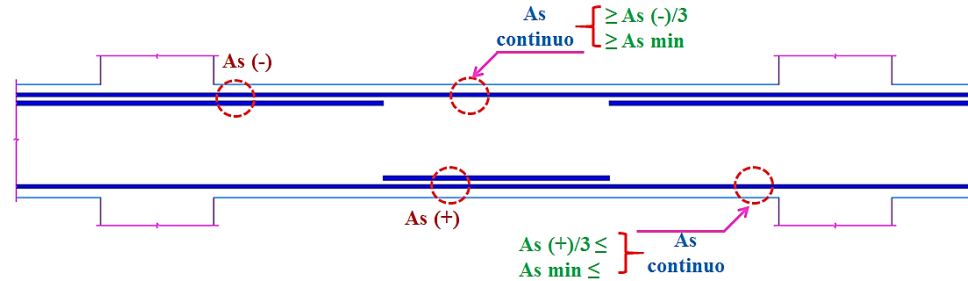
Artículo 21.4.4.1. y 21.5.2.1. (E.060, 2009)

- Se debe colocar refuerzo continuo a lo largo de la viga, constituido por dos barras en la parte superior e inferior de la misma.

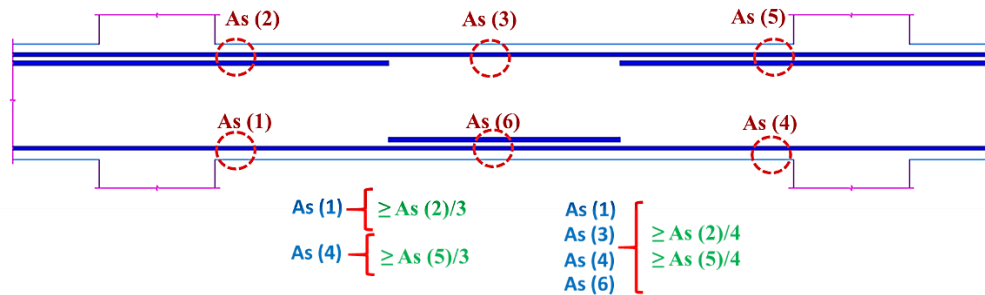
Artículo 21.5.2.1. (E.060, 2009)

- En vigas del sistema de pórticos y dual tipo II, la cuantía del refuerzo por tracción no debe exceder de 0.025.

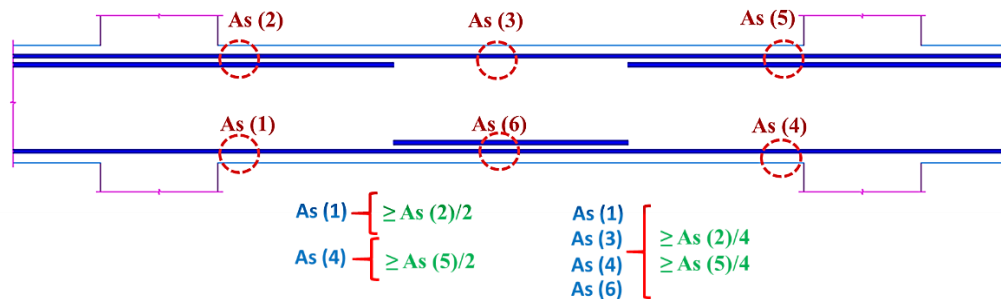
- Consideraciones generales

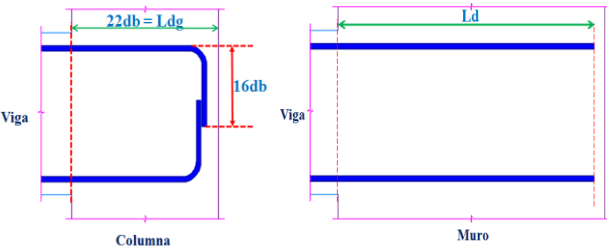
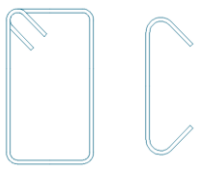
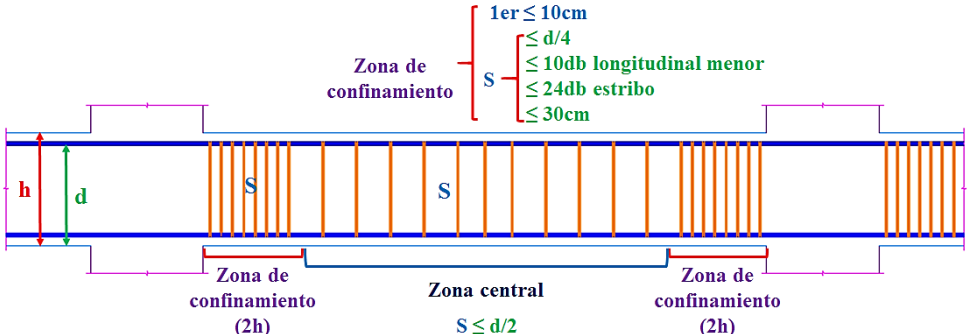
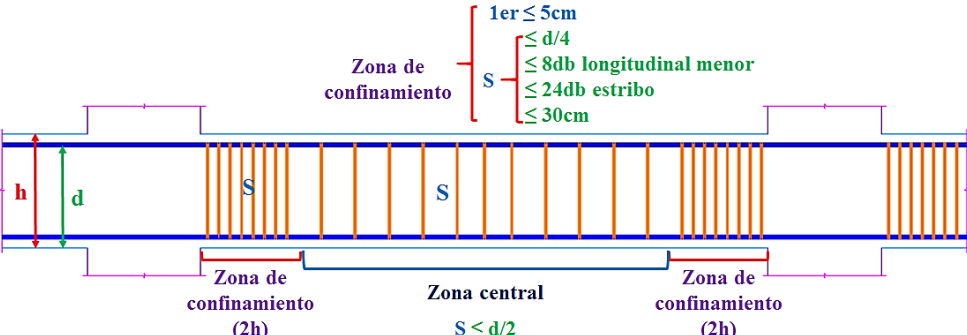


- Sistema de muros estructurales y Dual Tipo I



- Sistema de porticos y Dual Tipo II



<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">LONGITUD DE DESARROLLO</p>	<p>Artículo 12 (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Longitud de desarrollo a tracción (ld) • Longitud de desarrollo a compresión (ldc) • Desarrollo de ganchos estándar en tracción (ldg) 	 <table border="1" data-bbox="1478 279 1937 454"> <thead> <tr> <th colspan="4">LONGITUD DE ANCLAJE (f'c=210 kg/cm2)</th> </tr> <tr> <th>Barra</th> <th>db (cm)</th> <th>Ld (cm)</th> <th>Ldg (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5/8"</td> <td>1.59</td> <td>73</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>3/4"</td> <td>1.91</td> <td>87</td> <td>21</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>2.54</td> <td>145</td> <td>26</td> </tr> <tr> <td>1 3/8"</td> <td>3.58</td> <td>204</td> <td>28</td> </tr> </tbody> </table>	LONGITUD DE ANCLAJE (f'c=210 kg/cm2)				Barra	db (cm)	Ld (cm)	Ldg (cm)	5/8"	1.59	73	17	3/4"	1.91	87	21	1"	2.54	145	26	1 3/8"	3.58	204	28
LONGITUD DE ANCLAJE (f'c=210 kg/cm2)																										
Barra	db (cm)	Ld (cm)	Ldg (cm)																							
5/8"	1.59	73	17																							
3/4"	1.91	87	21																							
1"	2.54	145	26																							
1 3/8"	3.58	204	28																							
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">REFUERZO POR FUERZA CORTANTE</p>	<p>Artículo 21.4.4.4. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Se debe colocar estribos en la zona de confinamiento y zona central de la viga, en función del diámetro del acero longitudinal. <table border="1" data-bbox="414 798 772 957"> <thead> <tr> <th>Barras longitudinales</th> <th>Diámetro de Estribos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Hasta 5/8"</td> <td>8mm</td> </tr> <tr> <td>Hasta 1"</td> <td>3/8"</td> </tr> <tr> <td>Mayores a 1"</td> <td>1/2"</td> </tr> </tbody> </table>  <p>Artículo 21.4.4.5. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • La separación de estribos en todo el elemento no debe exceder el requerido por fuerza cortante. 	Barras longitudinales	Diámetro de Estribos	Hasta 5/8"	8mm	Hasta 1"	3/8"	Mayores a 1"	1/2"	<ul style="list-style-type: none"> • Sistema de muros estructurales y Dual Tipo I <ul style="list-style-type: none">  • Sistema de porticos y Dual Tipo II <ul style="list-style-type: none">  																
Barras longitudinales	Diámetro de Estribos																									
Hasta 5/8"	8mm																									
Hasta 1"	3/8"																									
Mayores a 1"	1/2"																									

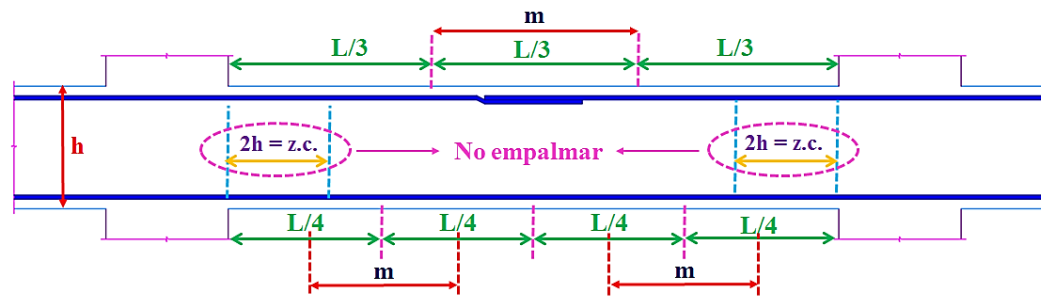
EMPALME POR TRASLAPE

Artículo 12.15. (E.060, 2009)

- Empalme de alambres y barras corrugadas a tracción.
 - ✓ Clase A = $1.0 l_d$
 - ✓ Clase B = $1.3 l_d$

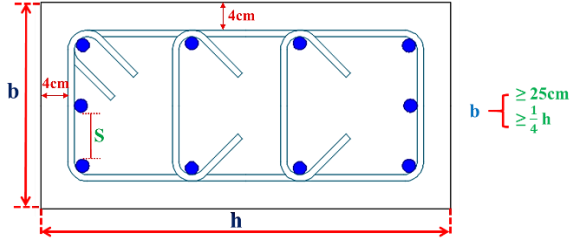
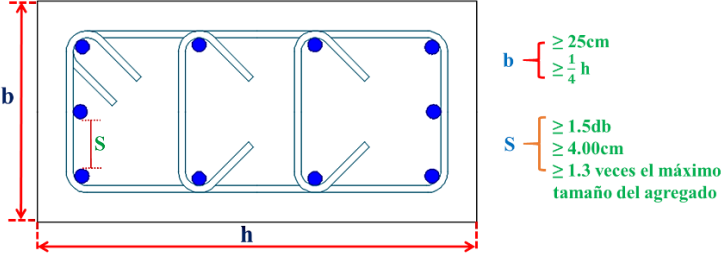
Artículo 12.16. (E.060, 2009)

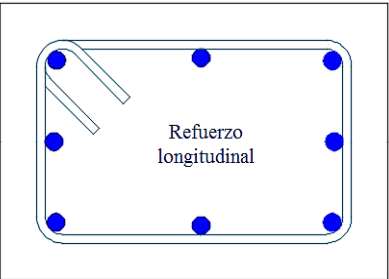
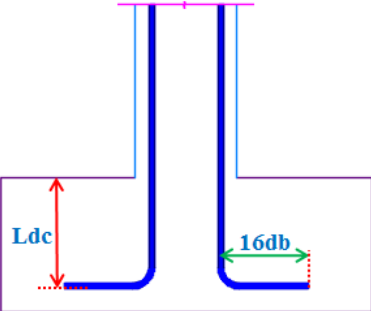
- Empalme de barras corrugadas en compresión.
 - ✓ $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $l_{dc} = 0.071 f_y d$, pero no menor de 0.30 m.



m: Zona de empalme
z.c. : Zona de confinamiento

Tabla 14.: Especificaciones del refuerzo en columnas

<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">RECUBRIMIENTO MÍNIMO</p>	<p>Artículo 7.7.1. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armadura principal y estribos en columnas: 0.04 m 	
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO</p>	<p>Artículo 7.6.1. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • La distancia libre mínima entre barras no debe ser menor a 0.025 m. <p>Artículo 7.6.2. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • La distancia libre mínima entre capas no debe ser menor a 0.025 m. 	

REFUERZO LONGITUDINAL	<p>Artículo 21.5.5.1. y 21.6.3.1. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor a 1% ni mayor a 6% del área total de sección transversal. 	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Ast: Área de acero Ag: Área de la sección ρ: cuantía</p> <p>$1\% \leq \rho \leq 6\%$</p> <p>$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$</p> <p>$\rho_{min} = 0.5\%$</p> </div> </div>																								
LONGITUD DE DESARROLLO	<p>Artículo 12 (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Longitud de desarrollo a tracción (l_d) Longitud de desarrollo a compresión (l_{dc}) Desarrollo de ganchos estándar en tracción (l_{dg}) 	<div style="display: flex; align-items: center;">  <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th colspan="4">LONGITUD DE ANCLAJE ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$)</th> </tr> <tr> <th>Barra</th> <th>db (cm)</th> <th>l_{dc} (cm)</th> <th>$16db$ (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5/8"</td> <td>1.59</td> <td>35</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>3/4"</td> <td>1.91</td> <td>41</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>2.54</td> <td>55</td> <td>41</td> </tr> <tr> <td>1 3/8"</td> <td>3.58</td> <td>78</td> <td>57</td> </tr> </tbody> </table> </div>	LONGITUD DE ANCLAJE ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$)				Barra	db (cm)	l_{dc} (cm)	$16db$ (cm)	5/8"	1.59	35	25	3/4"	1.91	41	30	1"	2.54	55	41	1 3/8"	3.58	78	57
LONGITUD DE ANCLAJE ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$)																										
Barra	db (cm)	l_{dc} (cm)	$16db$ (cm)																							
5/8"	1.59	35	25																							
3/4"	1.91	41	30																							
1"	2.54	55	41																							
1 3/8"	3.58	78	57																							

REFUERZO POR FUERZA CORTANTE

Artículo 21.4.5.3. (E.060, 2009)

- Se debe colocar estribos de confinamiento con un espaciamiento, S_o , en una longitud, L_o , medida desde la cara del nudo, en función del diámetro del acero longitudinal.

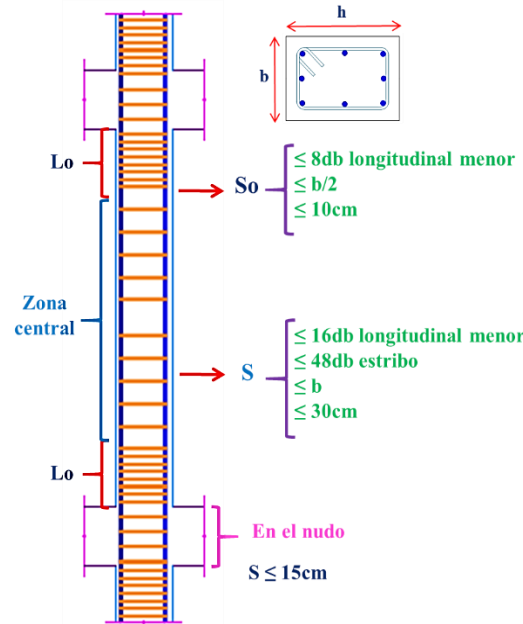
Barras longitudinales	Diámetro de Estribos
Hasta 5/8"	8mm
Hasta 1"	3/8"
Mayores a 1"	1/2"



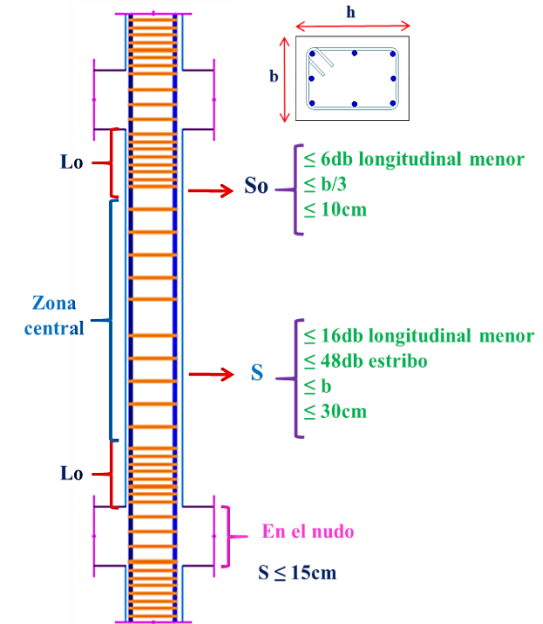
Artículo 21.4.5.4. y 21.6.4.1. (E.060, 2009)

- La separación de estribos en todo el elemento no debe exceder el requerido por fuerza cortante ni 0.30 m.

- Sistema de muros estructurales y Dual Tipo I



- Sistema de pórticos y Dual Tipo II



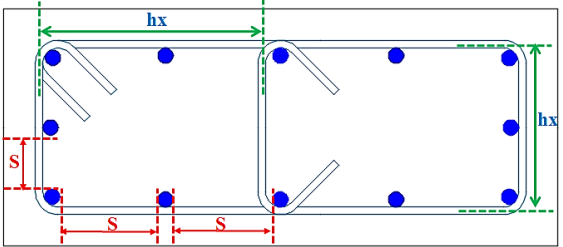
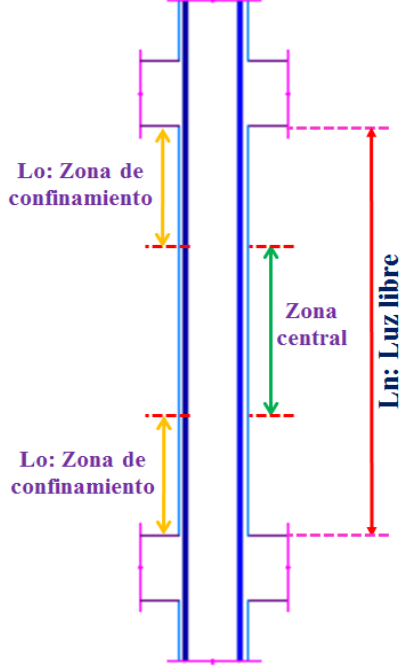
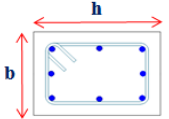
ESTRIBOS	<p>Artículo 7.10.5.4. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Ninguna barra longitudinal debe estar separada más de 15cm de una barra apoyada lateralmente. <p>Artículo 7.10.5.4. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Las ramas de los estribos y/o grapas suplementarias no deben estar separadas a más de 35cm. 	 <p>Separación máxima de barras sin apoyo lateral</p> $S \leq 15\text{cm}$ <p>Distancia máxima entre ramas del refuerzo transversal</p> $hx \leq 35\text{cm}$																								
EMPALME POR TRASLAPE	<p>Artículo 21.6.3.2. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Se permite empalmar solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento. <p>Artículo 12.17.2.1. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Cuando el esfuerzo en las barras longitudinales por efecto de las cargas amplificadas es de compresión, se emplea la longitud de empalme por compresión. <p>Artículo 12.17.2.2. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> Cuando el esfuerzo en las barras longitudinales por efecto de las cargas amplificadas es de tracción (f_s): <ul style="list-style-type: none"> ✓ $f_s < 0.5f_y$: Clase A o Clase B ✓ $f_s > 0.5f_y$: Clase B 	 <p>Lo: Zona de confinamiento</p> <p>Zona central</p> <p>Ln: Luz libre</p>  <p>Lo $\left\{ \begin{array}{l} \geq \frac{1}{6} Ln \\ \geq h \\ \geq 50\text{cm} \end{array} \right.$</p> <ul style="list-style-type: none"> Zona de empalme en la zona central $L_{\text{empalme}} = 1.3L_d$ <table border="1" data-bbox="1489 1165 1892 1348"> <thead> <tr> <th colspan="4">LONGITUD DE EMPALME ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$)</th> </tr> <tr> <th>Barra</th> <th>db (cm)</th> <th>Ld (cm)</th> <th>Long de emp (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5/8"</td> <td>1.59</td> <td>73</td> <td>94</td> </tr> <tr> <td>3/4"</td> <td>1.91</td> <td>87</td> <td>113</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>2.54</td> <td>145</td> <td>189</td> </tr> <tr> <td>1 3/8"</td> <td>3.58</td> <td>204</td> <td>266</td> </tr> </tbody> </table>	LONGITUD DE EMPALME ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$)				Barra	db (cm)	Ld (cm)	Long de emp (cm)	5/8"	1.59	73	94	3/4"	1.91	87	113	1"	2.54	145	189	1 3/8"	3.58	204	266
LONGITUD DE EMPALME ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$)																										
Barra	db (cm)	Ld (cm)	Long de emp (cm)																							
5/8"	1.59	73	94																							
3/4"	1.91	87	113																							
1"	2.54	145	189																							
1 3/8"	3.58	204	266																							

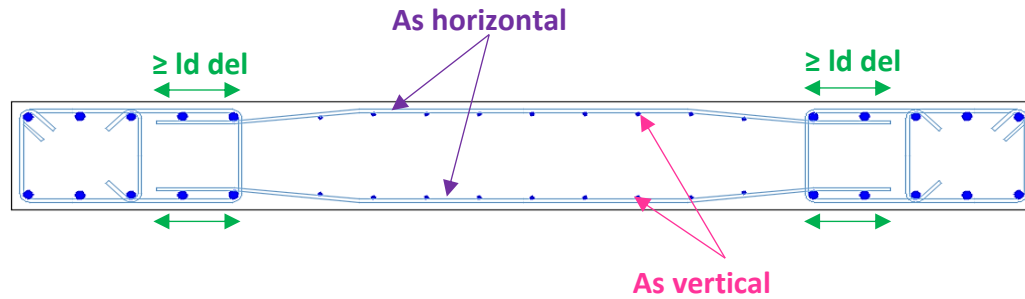
Tabla 15: Especificaciones del refuerzo en placas o muros estructurales

<p style="text-align: center;">RECUBRIMIENTO MÍNIMO</p>	<p>Artículo 21.9.7.3. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Elementos de borde: 0.25 m • En contacto permanente con el suelo: <ul style="list-style-type: none"> ✓ Barras de 3/4" o mayores: 0.5 m ✓ Barras de 5/8" o menores: 0.4 m 	
<p style="text-align: center;">REFUERZO TRANSVERSAL EN ELEMENTOS DE BORDE</p>	<p>Artículo 21.9.7.6. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Elementos de borde confinados: <ul style="list-style-type: none"> ✓ $\square 8\text{mm}$, para barras $\leq 5/8''$ ✓ $\square 3/8''$, para barras $\leq 1''$ ✓ $\square 1/2''$, para barras mayores <p>Artículo 21.9.7.7. (E.060, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> • En elementos de borde no confinados: <ul style="list-style-type: none"> ✓ $\square 8\text{mm}$, para barras $\leq 5/8''$ ✓ $\square 3/8''$, para barras $\leq 1''$ ✓ $\square 1/2''$, para barras mayores • Se debe cumplir con el artículo 7.10.5.2, 7.10.5.3. 	<p style="text-align: center;"> $hx \leq 0.35\text{m}$ $hx \leq 0.35\text{m}$ $hx \leq 0.35\text{m}$ </p> <p style="text-align: center;"> Espaciamiento máximo del estribo en elementos de borde confinados (S_{max}) Espaciamiento máximo del estribo en elementos de borde no confinados (S_{max}) </p> <ul style="list-style-type: none"> • 0.25 m • 10 veces diámetro de la menor barra longitudinal • Menor dimensión transversal del elemento de borde • 0.25 m • Estribos extendidos 0.30 m de profundidad • 16 veces diámetro de la menor barra longitudinal • 48 veces diámetro del estribo • Menor dimensión transversal del elemento de borde • 0.25 m

REFUERZO MÍNIMO VERTICAL Y HORIZONTAL

Artículo 21.9.4. (E.060, 2009)

- Si $V_u \leq 0.27\sqrt{f'_c} A_{cw}$:
 - ✓ $\rho_{min, horizontal} \geq 0.0020$
 - ✓ $\rho_{min, vertical} \geq 0.0015$
- Si $V_u > 0.27\sqrt{f'_c} A_{cw}$:
 - ✓ $\rho_{min, horizontal} \geq 0.0025$
 - ✓ $\rho_{min, vertical} \geq 0.0025$
- Espaciamiento máximo del refuerzo horizontal y vertical:
 - ✓ 3 veces espesor del muro
 - ✓ 0.40 m
- El refuerzo horizontal debe anclarse dentro del núcleo confinado de los elementos de borde, para desarrollar f_y .



EMPALME POR TRASLAPE

Artículo 21.6.3.2. (E.060, 2009)

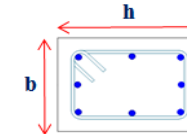
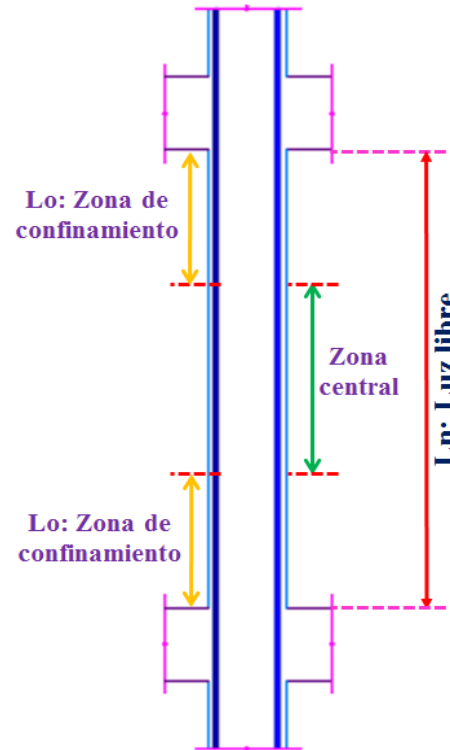
- Se permite empalmar solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento.

Artículo 12.17.2.1. (E.060, 2009)

- Cuando el esfuerzo en las barras longitudinales por efecto de las cargas amplificadas es de compresión, se emplea la longitud de empalme por compresión.

Artículo 12.17.2.2. (E.060, 2009)

- Cuando el esfuerzo en las barras longitudinales por efecto de las cargas amplificadas es de tracción (fs):
 - ✓ $f_s < 0.5f_y$: Clase A o Clase B
 - ✓ $f_s > 0.5f_y$: Clase B



$$L_o \begin{cases} \geq \frac{1}{6} L_n \\ \geq h \\ \geq 50\text{cm} \end{cases}$$

- Zona de empalme en la zona central
- $L_{\text{empalme}} = 1.3L_d$

LONGITUD DE EMPALME ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$)			
Barra	db (cm)	Ld (cm)	Long de emp (cm)
5/8"	1.59	73	94
3/4"	1.91	87	113
1"	2.54	145	189
1 3/8"	3.58	204	266

2.2.3. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Ottazzi (2011), menciona que el objetivo del diseño es determinar las dimensiones y características de los elementos que conforman una estructura, para poder cumplir con su función para la cual fue creada, dotándole seguridad. Adicional a ello, la estructura debe ser económica.

El método de diseño a utilizar es el de diseño por resistencia, el cual deberá proporcionar de resistencia de diseño (ϕR_n) adecuada, para las solicitaciones de cargas amplificadas, y factores de reducción de resistencia (ϕ); de acuerdo a la norma de Concreto Armado E060, capítulo 9.

Según el capítulo 9 de la Norma E060, menciona que las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (ϕR_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones.

En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse: $\phi R_n \geq \phi R_u$. La Tabla 16: y

Tabla 17:, establecen los factores de reducción de resistencia y los factores de amplificación de cargas.

Tabla 16: Factores de reducción de resistencia

	Factor de reducción
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Nota. Adaptado de la Norma E.060 “Concreto Armado”. 2009. Perú.

Tabla 17: Factores de amplificación de cargas

Carga	Resistencia requerida (Ru)
Carga muerta (CM) y viva (CV)	1.4 CM + 1.7 CV
Carga de sismo (CS)	1.25 (CM + CV) ± CS
	0.9CM ± CS
Empuje de suelos (CE)	1.4 CM + 1.7 CV + 1.7CE

Nota. Adaptado de la Norma E.060 “Concreto Armado”. 2009. Perú.

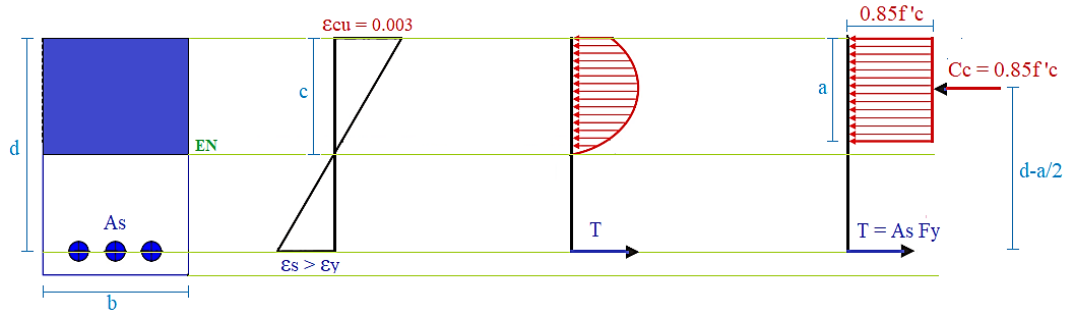
2.2.3.1. Diseño por flexión

Las hipótesis de diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial, según la Norma E.060 (2009), son:

- Las deformaciones unitarias del concreto y el acero se suponen directamente proporcionales a su distancia al eje neutro, excepto en vigas de gran peralte, solo para vigas esbeltas cuya relación luz/peralte sea mayor a cuatro.
- La deformación máxima unitaria del concreto, en la fibra más extrema en compresión, es de 0.003.
- El esfuerzo en el acero se determina como el producto de la deformación unitaria del acero por su módulo de elasticidad.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.
- Existe perfecta adherencia entre el acero y el concreto.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se puede suponer rectangular, considerando un bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, en la zona de compresión, de $0.85f_c$ a una profundidad de $a = \beta_1c$. (Ver Figura 8)

A partir de estas hipótesis y haciendo equilibrio en la sección, se puede determinar la resistencia a flexión de un elemento esbelto de concreto armado, tal como se ilustra en la Figura 28:.

Figura 28.: Deformaciones y fuerzas internas en una sección rectangular



Nota: Tomado de, Bullón, S. (2019).

La cuantía balanceada (ρ_b), permite calcular el acero en tracción que genera la falla balanceada y se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right)$$

Para que la falla de la sección rectangular de la Figura 28: sea dúctil, se debe cumplir que la cuantía máxima debe ser $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$, $A_{smax} = 0.75 \rho_b d$. Siempre que se use una cantidad menor que el A_{smax} se podrá obtener una falla dúctil.

2.2.3.2. Diseño por fuerza cortante

La Norma E.060 (2009), en el capítulo 11, establece que la expresión del diseño por resistencia, para secciones transversales sometidas a fuerza cortante, es la siguiente: $\phi V_n \geq V_u$ y $V_n = V_c + V_s$.

Donde:

- V_u , es la fuerza cortante amplificada que actúa en el elemento.
- ϕV_n , es la resistencia de diseño por cortante.
- V_c , resistencias nominales al corte proporcionadas por el concreto
- V_s , resistencias nominales al corte proporcionadas por el refuerzo por corte (estribos)

La resistencia nominal que proporciona el concreto, V_c , se determina de la siguiente manera:

- Para elementos sometidos a corte y flexión: $V_c = 0.53\sqrt{f_c} b_w d$
- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$c = 0.53\sqrt{f_c}[1+N_u/(140 A_g)]b_w d$$

Si la fuerza cortante actuante es mayor a la resistencia por corte del concreto, entonces es necesario colocar refuerzo por corte, mediante estribos, cuya resistencia por corte se determina a partir de:

$$V_s = V_u/\phi - V_c, \text{ con espaciado de: } s = A_v f_y d/V_s.$$

Cuando V_u sea menor que ϕV_c , se deberá colocar estribos mínimos, por motivos de evitar las fallas de cortante que son súbitas y frágiles. (Ottazzi, 2011)

El diseño por capacidad, intenta garantizar que no sobrevenga una falla por cortante antes de alcanzar la capacidad en flexión de la viga. Esto quiere decir primero debe darse una falla dúctil antes que una falla frágil. Lo que resume a que en una estructura primero debe fallar la viga a flexión antes que la columna. Los requisitos del Diseño por capacidad, para elementos con responsabilidad sísmica, se establecen en el Capítulo 21 de la Norma E.060 (2009).

2.2.3.3. Diseño por flexo compresión

En una estructura de un edificio, las columnas y muros de corte sirven de soporte, es por eso que estos elementos están trabajando a flexo compresión (carga axial y flexión). Adicionalmente también están sometidos a fuerzas cortante, es así que para determinar la resistencia de estos elementos se debe elaborar un diagrama de interacción en la cual se puede apreciar la resistencia a carga axial y momento flector (P_u ; M_u) de una sección de columna o muro de corte determinada.

Para la elaboración del diagrama de interacción se tiene que seguir con la hipótesis básica que se ha planteado para el diseño por flexión. (Ottazzi, 2011)

CAPÍTULO III

VIVENCIA EN OBRA

La incorporación de la experiencia adquirida por el autor, en obra, tuvo como objetivo principal la interpretación de los planos de detallado de refuerzo para la ejecución de cada uno de los elementos estructurales que conforman las obras de concreto armado.



Por tanto, este capítulo comprende lo siguiente: 1) problemas observados en obra; 2) propuestas de detallado a los problemas encontrados; 3) aportes durante el proceso constructivo de la obra; y 4) propuestas de detallado en general.



3.1. PROBLEMAS OBSERVADOS EN OBRA


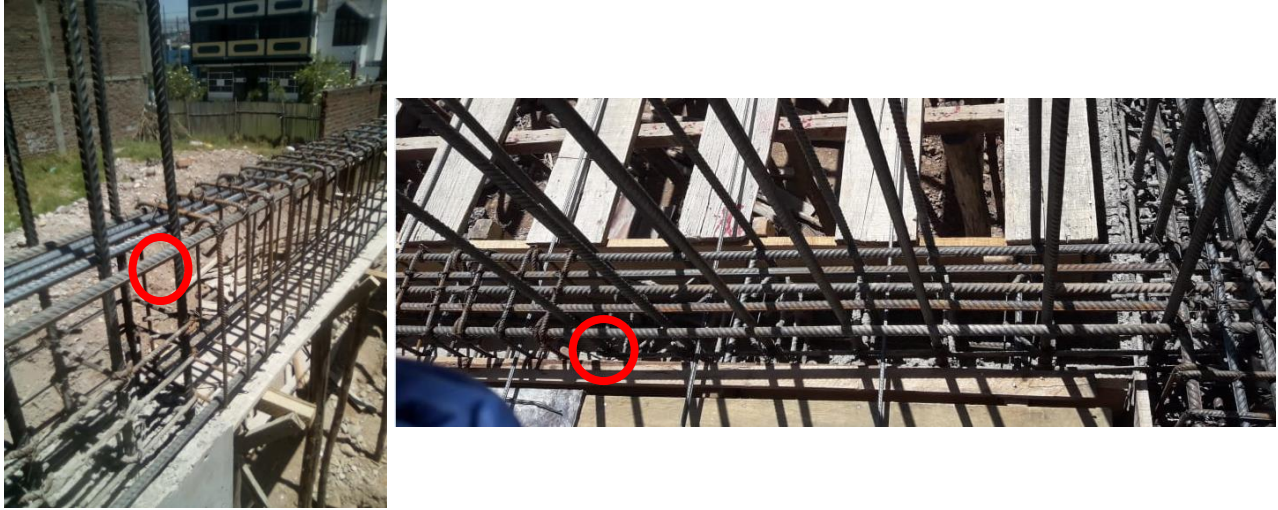
El presente capítulo detalla los problemas encontrados en el armado del refuerzo durante el proceso constructivo del edificio de vivienda multifamiliar de 10 pisos de propiedad del Médico Wilber Álvarez Muñoz, ubicado en Jirón Amarilis número 206, Manzana E, lote 12, urbanización Covicentro, el Tambo – Huancayo.


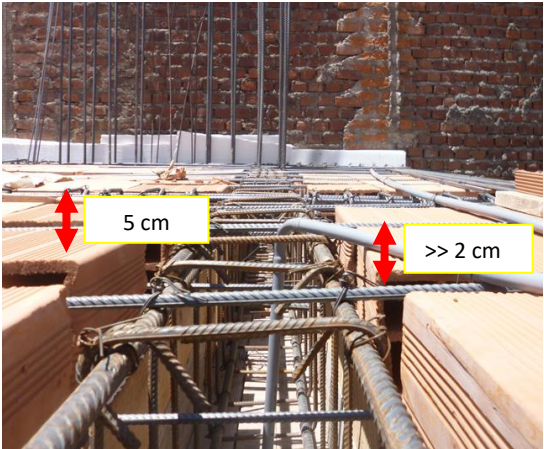
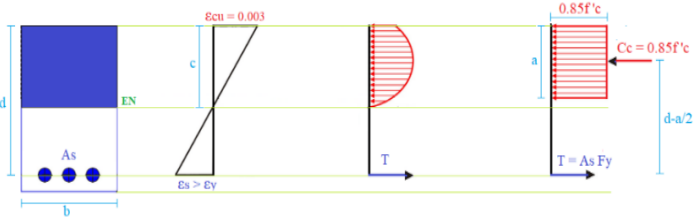
La Tabla 18: resume las deficiencias en el armado del refuerzo de los elementos estructurales que conforman la superestructura de la obra en mención, tales como: columnas, placas, vigas, losas, escaleras, resaltando, además, el acero de refuerzo de las uniones viga – columna, viga – placa, vigas sobre vigas.

Tabla 18.: Problemas observados en el armado del refuerzo

<p>DIÁMETROS DE DOBLEZ A 90° PARA BARRAS LONGITUDINALES</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Diámetros de doblado menores al mínimo establecido. <ul style="list-style-type: none"> ✓ El diámetro mínimo de doblado debe ser igual a $6db$, $5/8'' = 9.54\text{cm}$ y $3/4'' = 11.46\text{cm}$. 		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Diámetro de doblado (cm)</th> </tr> <tr> <th>N°</th> <th>5/8"</th> <th>3/4"</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>6.4</td><td>7.2</td></tr> <tr><td>2</td><td>6.6</td><td>7.0</td></tr> <tr><td>3</td><td>6.6</td><td>7.4</td></tr> <tr><td>4</td><td>6.8</td><td>7.2</td></tr> <tr><td>5</td><td>7.0</td><td>7.2</td></tr> <tr><td>6</td><td>6.8</td><td>7.4</td></tr> <tr><td>7</td><td>6.4</td><td>7.6</td></tr> <tr><td>8</td><td>6.8</td><td>7.4</td></tr> <tr><td>9</td><td>6.8</td><td>7.2</td></tr> <tr><td>10</td><td>6.6</td><td>7.6</td></tr> </tbody> </table>	Diámetro de doblado (cm)			N°	5/8"	3/4"	1	6.4	7.2	2	6.6	7.0	3	6.6	7.4	4	6.8	7.2	5	7.0	7.2	6	6.8	7.4	7	6.4	7.6	8	6.8	7.4	9	6.8	7.2	10	6.6	7.6
Diámetro de doblado (cm)																																							
N°	5/8"	3/4"																																					
1	6.4	7.2																																					
2	6.6	7.0																																					
3	6.6	7.4																																					
4	6.8	7.2																																					
5	7.0	7.2																																					
6	6.8	7.4																																					
7	6.4	7.6																																					
8	6.8	7.4																																					
9	6.8	7.2																																					
10	6.6	7.6																																					
<p>DIÁMETRO DE DOBLEZ PARA ESTRIBOS A 135°</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ganchos en estribos con un diámetro de doblado menores al mínimo establecido. <ul style="list-style-type: none"> ✓ El diámetro mínimo de doblado debe ser igual a $4db$, $3/8'' = 4\text{cm}$ 		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Barra</th> <th>3/8"</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Diámetro de doblado (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>N°</td><td></td></tr> <tr><td>1</td><td>3.2</td></tr> <tr><td>2</td><td>3.0</td></tr> <tr><td>3</td><td>3.2</td></tr> <tr><td>4</td><td>3.0</td></tr> <tr><td>5</td><td>2.8</td></tr> <tr><td>6</td><td>3.0</td></tr> <tr><td>7</td><td>3.3</td></tr> <tr><td>8</td><td>2.8</td></tr> <tr><td>9</td><td>2.8</td></tr> <tr><td>10</td><td>3.0</td></tr> </tbody> </table>	Barra	3/8"	Diámetro de doblado (cm)		N°		1	3.2	2	3.0	3	3.2	4	3.0	5	2.8	6	3.0	7	3.3	8	2.8	9	2.8	10	3.0										
Barra	3/8"																																						
Diámetro de doblado (cm)																																							
N°																																							
1	3.2																																						
2	3.0																																						
3	3.2																																						
4	3.0																																						
5	2.8																																						
6	3.0																																						
7	3.3																																						
8	2.8																																						
9	2.8																																						
10	3.0																																						

<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">GRAPA SUPLEMENTARIA</p>	<ul style="list-style-type: none"> Desconocimiento de que es una grapa suplementaria y cuál es su utilidad. 											
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE BARRAS LONGITUDINALES EN VIGAS</p>	<ul style="list-style-type: none"> No se cumple con el espaciamiento mínimo entre barras longitudinales ✓ El espaciamiento mínimo es 2.5cm. 	 <table border="1" data-bbox="1630 810 1901 1094"> <thead> <tr> <th>S</th> <th>Espaciamiento (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S1</td> <td>3.20</td> </tr> <tr> <td>S2</td> <td>1.80</td> </tr> <tr> <td>S3</td> <td>2.00</td> </tr> <tr> <td>S4</td> <td>3.00</td> </tr> </tbody> </table>	S	Espaciamiento (cm)	S1	3.20	S2	1.80	S3	2.00	S4	3.00
S	Espaciamiento (cm)											
S1	3.20											
S2	1.80											
S3	2.00											
S4	3.00											

<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">UNIÓN VIGA SOBRE VIGA</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Confusión del armado de una viga sobre viga (qué viga poner encima de otra viga). 	
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">UNIÓN VIGA PLACA</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Uno de los aceros de la viga no está dentro del núcleo de la placa. <ul style="list-style-type: none"> ✓ Los aceros de la viga deben anclar dentro del núcleo de la placa 	

UNIÓN VIGA COLUMNA	<ul style="list-style-type: none"> • Uno de los aceros de la viga no pasa por el núcleo de la columna. <ul style="list-style-type: none"> ✓ Los aceros de la viga deben anclar dentro del núcleo de la columna. 	
ACERO SUPERIOR DE LA VIGUETA	<ul style="list-style-type: none"> • Acero de refuerzo con demasiado recubrimiento, reduciendo su capacidad resistente. <ul style="list-style-type: none"> ✓ Para el diseño de la losa aligerada se considera un peralte efectivo: $d = h - 3$ 	 

ACERO DE TEMPERATURA EN LOSAS ALIGERADAS


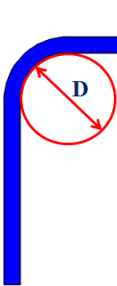
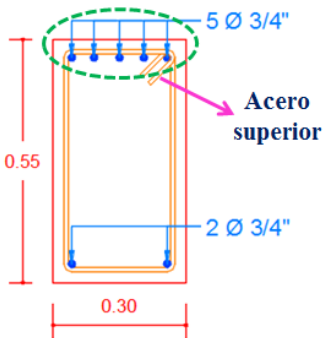
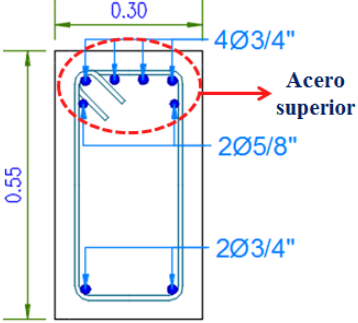

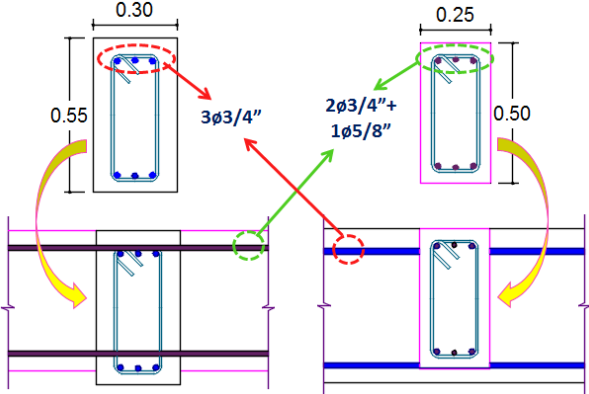
- Ubicación del acero de temperatura sobre las bloquetas, sin respetar el recubrimiento establecido.
 - ✓ El refuerzo por temperatura debe ir al centro de la losa de 5cm.



3.2. PROPUESTAS DE DETALLADO A LOS PROBLEMAS ENCONTRADOS

En la Tabla 19:, se plantean y esquematizan las propuestas planteadas frente a las deficiencias en el armado del refuerzo de los elementos estructurales que conforman la superestructura de la obra en mención.

Tabla 19: Propuestas de detallado y mejora frente a los problemas encontrados

PROBLEMA	SOLUCIÓN																								
 <p>No cumple con el diámetro mínimo de doblado.</p>	 <table border="1" data-bbox="1043 689 1241 904"> <thead> <tr> <th>Barra</th> <th colspan="2">Diámetro interno (D = 6db)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>8mm</td> <td>5.00</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>3/8"</td> <td>6.00</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>12mm</td> <td>7.50</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>1/2"</td> <td>8.00</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>5/8"</td> <td>10.00</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>3/4"</td> <td>12.00</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>15.50</td> <td>cm</td> </tr> </tbody> </table> <p>Se debe especificar los diámetros mínimos de doblado para cada diámetro de barra. Con el fin de evitar fisuras o microfisuras en la barra.</p>	Barra	Diámetro interno (D = 6db)		8mm	5.00	cm	3/8"	6.00	cm	12mm	7.50	cm	1/2"	8.00	cm	5/8"	10.00	cm	3/4"	12.00	cm	1"	15.50	cm
Barra	Diámetro interno (D = 6db)																								
8mm	5.00	cm																							
3/8"	6.00	cm																							
12mm	7.50	cm																							
1/2"	8.00	cm																							
5/8"	10.00	cm																							
3/4"	12.00	cm																							
1"	15.50	cm																							
 <p>Área de acero colocado = 14.22cm² Momento resistente (Mr) Mr=23.31 Ton.m</p>	 <p>Área de acero colocado = 15.36cm² Momento resistente (Mr) Mr=23.80 Ton.m</p>																								
																									

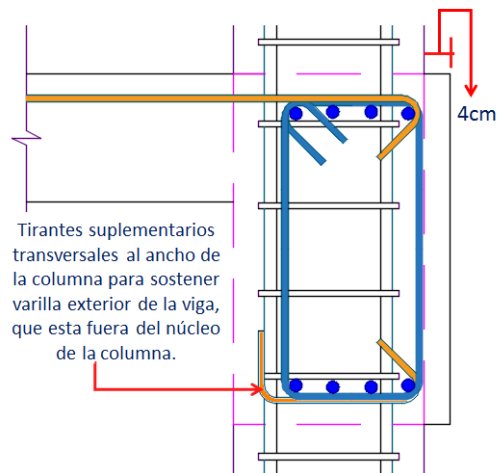
Equivocación del colocado del refuerzo en la intersección de vigas.



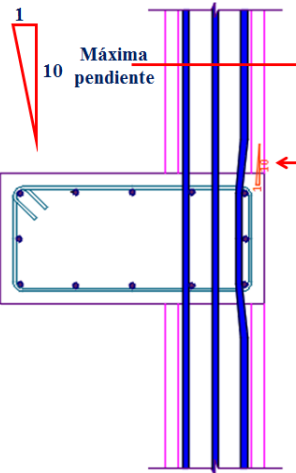
Uno de los aceros de la viga no está dentro del núcleo de la placa.

Realizar un detalle de los aceros que se intersectan para realizar una adecuada colocación.

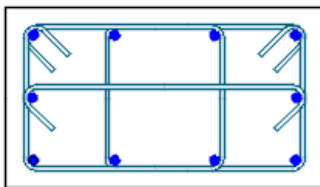
Detalle de conexión



Un acero de la viga no está dentro del núcleo de la columna.



El acero que está fuera del núcleo de la columna puede ingresar dentro de ella, haciendo una inclinación una pendiente de 1:10.



no entender la colocacion de los estribos en la columna.



Hacer un detalle adicional del número de estribos y/o grapas para una correcta colocación.

3.3. APORTES DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA OBRA




Como parte de la experiencia en obra, se propuso soluciones a los problemas presentados con mayor frecuencia, en ese sentido, se presentan los aportes que contribuyeron a mejorar el proceso constructivo de la obra en mención.

3.3.1. EXPERIMENTOS REALIZADOS

3.3.1.1. Diámetros de doblez

La Tabla 20:, describe las herramientas empleadas para el doblado de las barras.

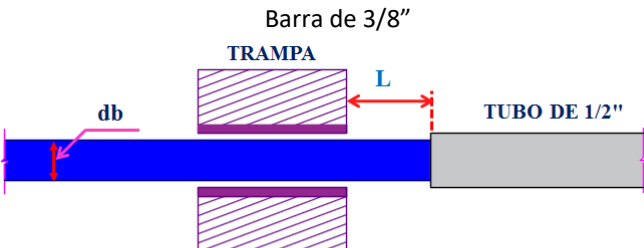

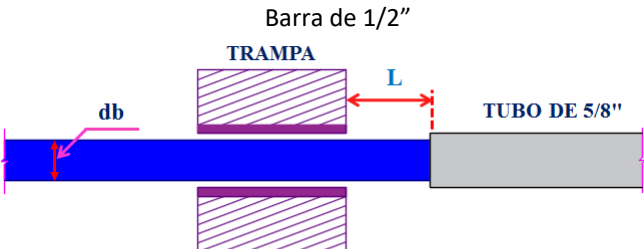
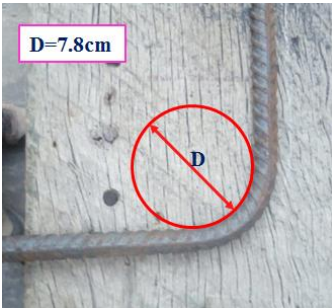
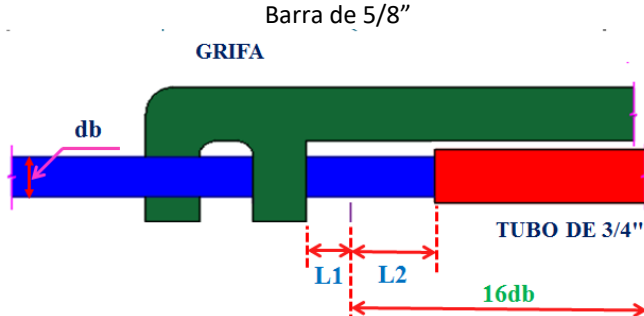

Tabla 20: Herramientas empleadas para el doblado de las barras

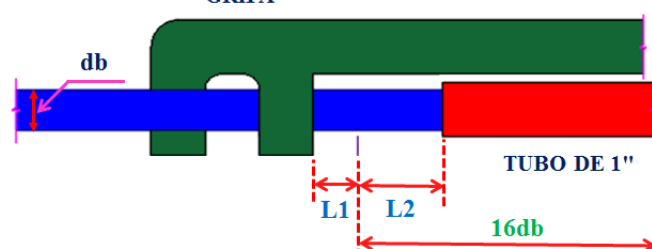

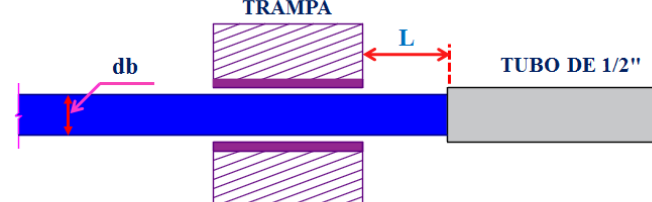

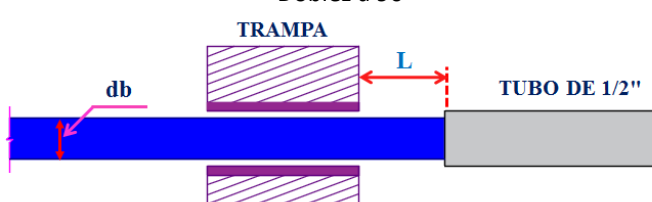
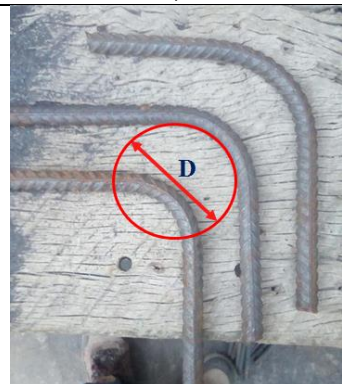
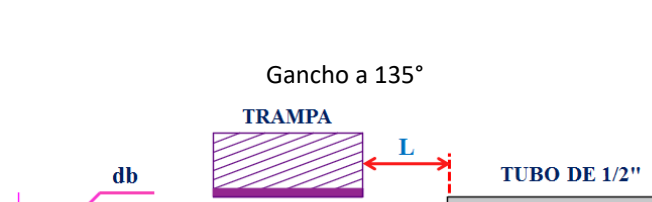
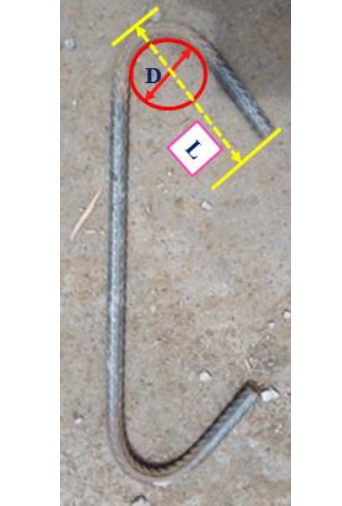
BARRAS	HERRAMIENTAS	
PARA BARRAS DE 3/4" Y 5/8"	<p>GRIFA</p> 	<p>TUBO</p> 
PARA BARRAS DE 3/8" Y 1/2"	<p>TRAMPA Y TUBO DE 1/2"</p> 	<p>TRAMPA Y TUBO DE 5/8"</p> 

En función de las herramientas empleadas para el doblado de las barras de acero, las mismas que dependen del diámetro de las barras, se proponen longitudes mínimas que debe haber entre la trampa y el tubo para efectuar el doblado de las barras de acero (L, L1 y L2), tanto para

dobleses a 90° y 135°, logrando obtener los diámetros mínimos de doblado establecidos en la norma E.060. La Tabla 21: resume e ilustra lo descrito anteriormente.

Tabla 21: Longitudes mínimas para efectuar el doblado de las barras de acero

	PROCESO	RESULTADO
GANCHOS A 90°	<p>Barra de 3/8"</p>  <p>$db = 0.95\text{cm}$ $L = 4\text{cm}$ Diámetro de doblado ($D=6db$) $D = 6\text{cm}$</p>	 <p>$D=6\text{cm}$</p>
	<p>Barra de 1/2"</p>  <p>$db = 1.27\text{cm}$ $L = 5\text{cm}$ Diámetro de doblado ($D=6db$) $D = 7.8\text{cm}$</p>	 <p>$D=7.8\text{cm}$</p>
	<p>Barra de 5/8"</p> <p>GRIFA</p>  <p>$db = 1.59\text{cm}$ $L1 = 1.5\text{cm}$ $L2 = 3.0\text{cm}$ Diámetro de doblado ($D=6db$) $D = 10\text{cm}$</p>	 <p>$D=10\text{cm}$</p>

	<p>Barra de 3/4"</p> <p>GRIFA</p>  <p>db = 1.91cm L1 = 1.5cm Diámetro de dobléz (D=6db) L2 = 4.0cm D = 12cm</p>	 <p>D=12cm</p>
ESTRIBOS	<p>Gancho a 135°</p> <p>TRAMPA</p>  <p>db = 0.95cm L = 4cm Diámetro de dobléz (D=4db) D = 4cm</p>	 <p>L=11cm, D=4cm</p>
	<p>Doblez a 90°</p> <p>TRAMPA</p>  <p>db = 0.95cm L = 3cm Diámetro de dobléz (D=4db) D = 4cm</p>	
GRAPAS SUPLEMENTARIA	<p>Gancho a 135°</p> <p>TRAMPA</p>  <p>db = 0.95cm L = 4cm Diámetro de dobléz (D=4db) D = 4cm</p>	 <p>L=11cm, D=4cm</p>

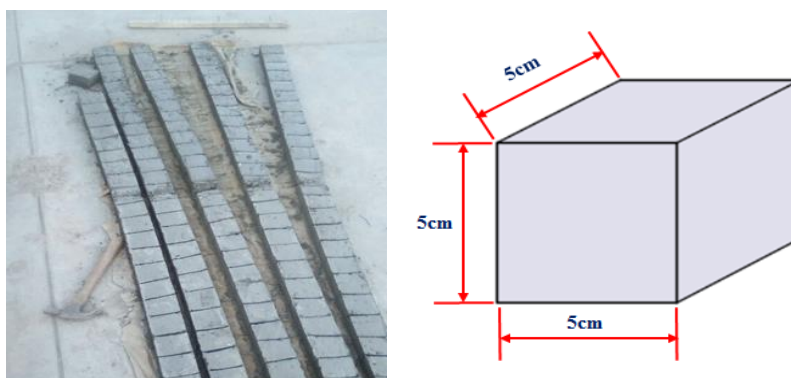
3.3.2. GUÍA PARA EL ARMADO DE LOS ACEROS DE REFUERZO

Los siguientes puntos se enfocan al proceso de interpretación de los planos de arquitectura y estructura, para la posterior explicación y orientación al maestro de obra, con la finalidad de efectuar un buen proceso constructivo, garantizando que la estructura sea segura y funcional.

3.3.2.1. Fabricación de los daditos de concreto

Se indicó elaborar daditos de concreto para mantener un recubrimiento estable para los aceros de la cimentación. Las dimensiones de los daditos fueron 5x5x5cm, con una proporción de cemento hormigón (1:4), para llegar a una resistencia 210kg/cm² del concreto a los 28 días.

Figura 29: Daditos de concreto para mantener un recubrimiento estable en la cimentación, sobre solado de concreto pobre.

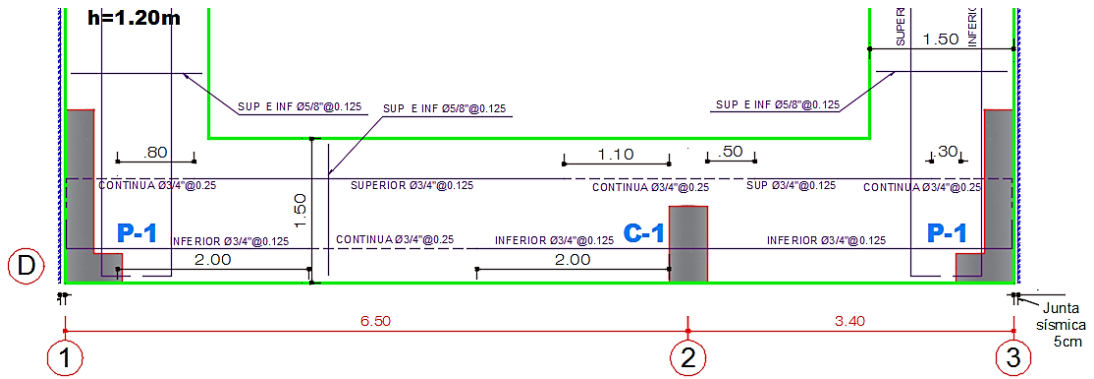


3.3.2.2. Corte de acero y empalme de los aceros longitudinales en la cimentación y en las vigas

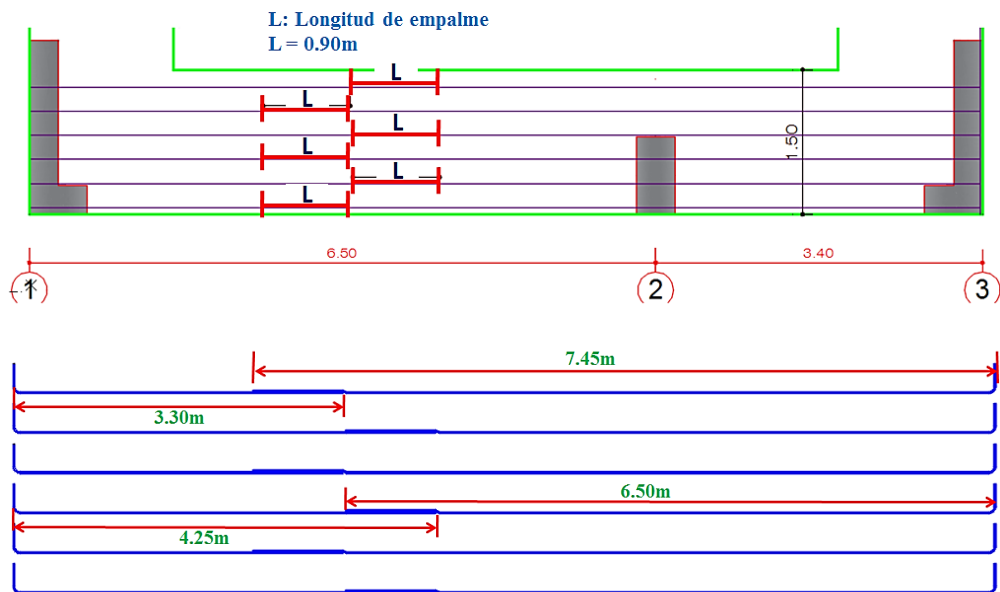
De manera conjunta con los trabajadores se realizó la habilitación de las barras de acero para su posterior colocación, así mismo, se indicaron los lugares de empalme para los aceros inferiores y superiores, respetando las zonas de empalmes. En lo posible se trató de hacer el empalme a 50%, utilizando en todos los casos el empalme por traslape clase B, el cual indica que la longitud de empalme es de 1.3 Ld (Ld = Longitud de desarrollo).

La figura 30 muestra los empalmes realizados en una franja de la cimentación la cual corresponde al eje D.

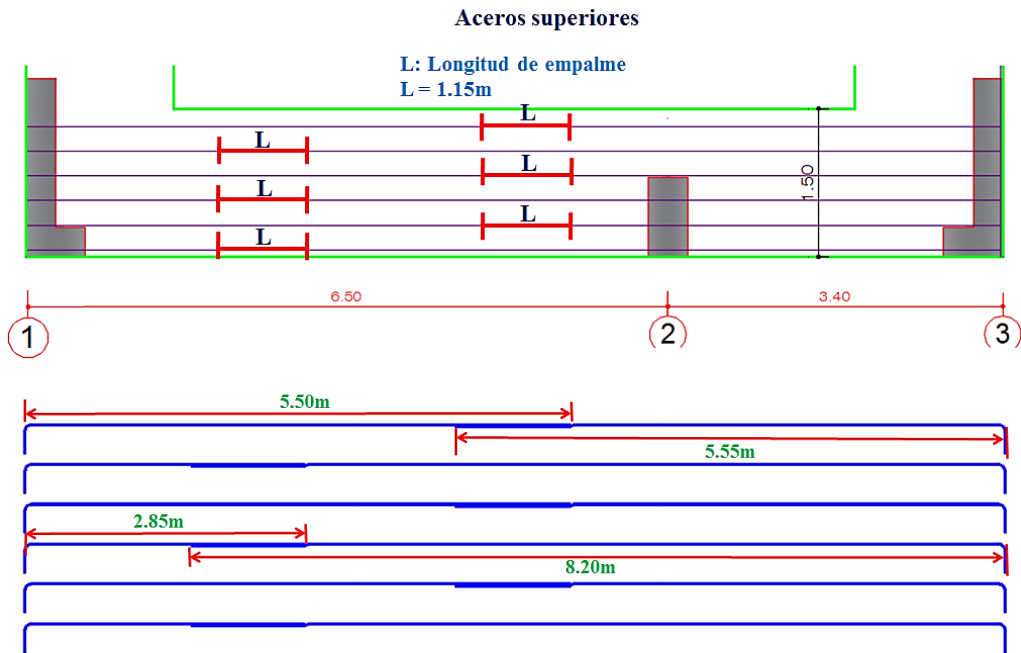
Figura 30: Empalme en aceros de la cimentación



Aceros inferiores

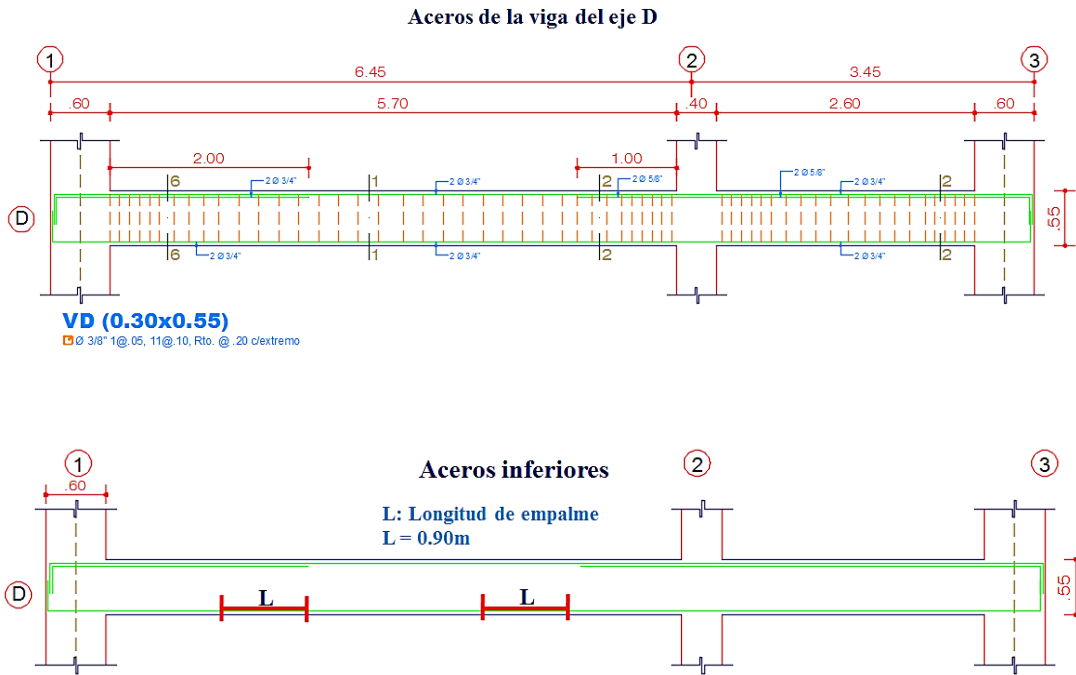


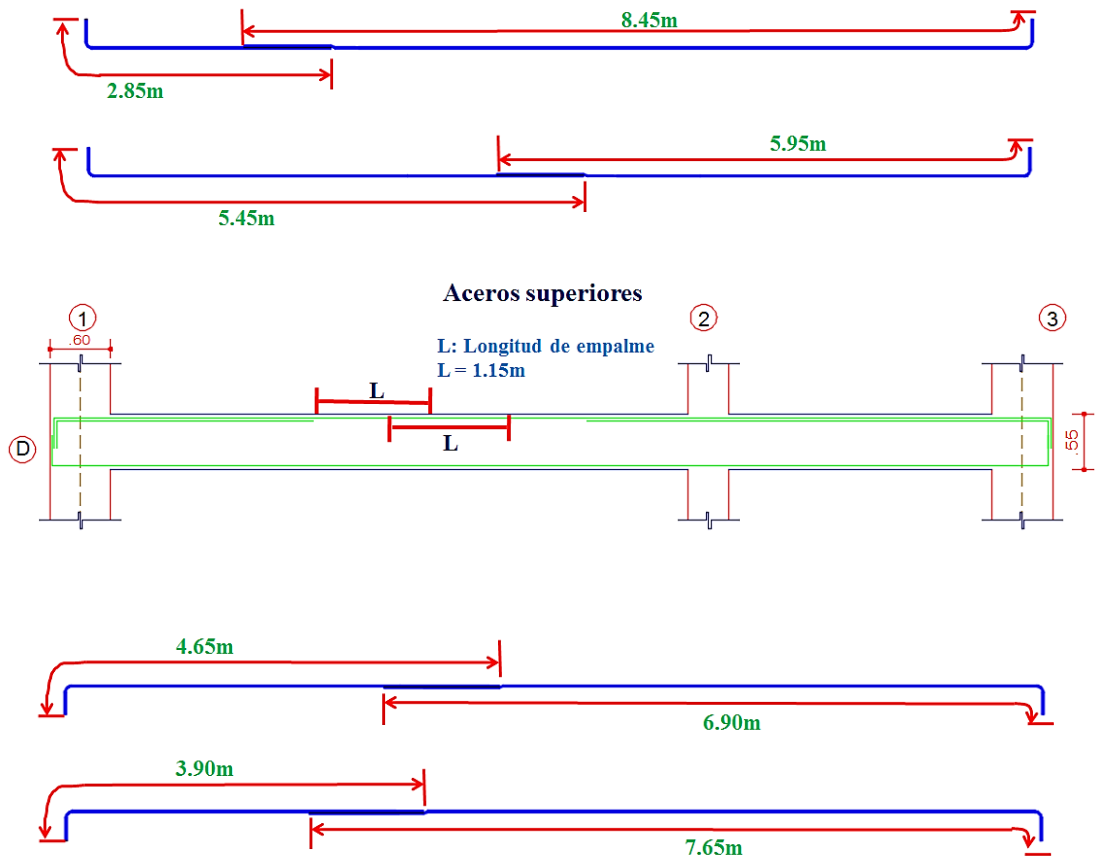
Aclarar el empalme escalonado, la distancia medida de eje a eje de empalme debe ser mínimo 60cm



La Figura 31: muestra los empalmes realizados en la viga del eje D, la viga fue armada con barras de $\phi 3/4"$.

Figura 31: Empalme en aceros de las vigas

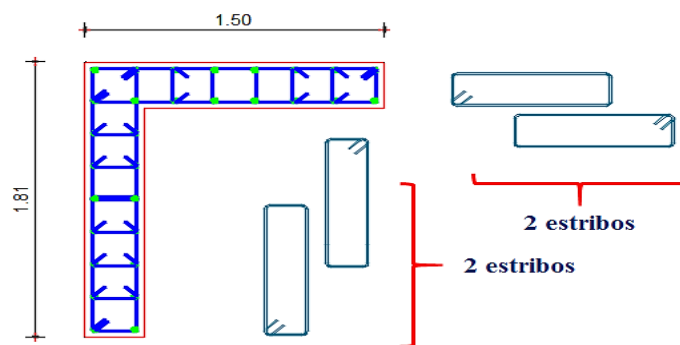




3.3.2.3. Estribos para las placas

Se revisaron los planos de detalle de las placas para identificar la colocación de los estribos en las mismas, para posteriormente explicar al maestro de obra, la cantidad de estribos que tiene y cómo se debe colocar.

Figura 32: Identificación de la colocación de estribos en placas.



3.3.2.4. Colocación del refuerzo horizontal del alma de las placas

Respecto al armado de las placas, se identificaron dos componentes, los elementos de borde o núcleos y el alma. Los refuerzos horizontales del alma deben anclar dentro de los núcleos, para ello se tiene que hacer un dobléz en dicho refuerzo, con una determinada pendiente para no incrementar demasiado el recubrimiento del alma. La Figura 33: ilustra el refuerzo horizontal del alma anclado dentro de los núcleos de las placas.

Figura 33.: Colocación del refuerzo horizontal en las placas



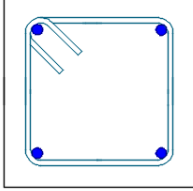

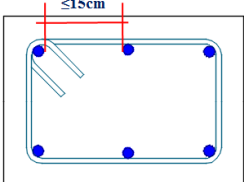

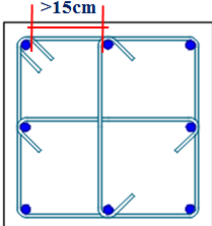

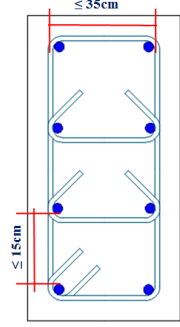

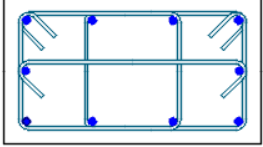

3.4. PROPUESTAS DE DETALLADO

3.4.1. COLUMNAS

3.4.1.1. Secciones típicas

La Tabla 22:, presenta en forma esquematizada, alternativas de detalle para columnas en función del número de barras longitudinales colocadas, indicando en número de estribos y/o grapas suplementarias, si lo requiriese.

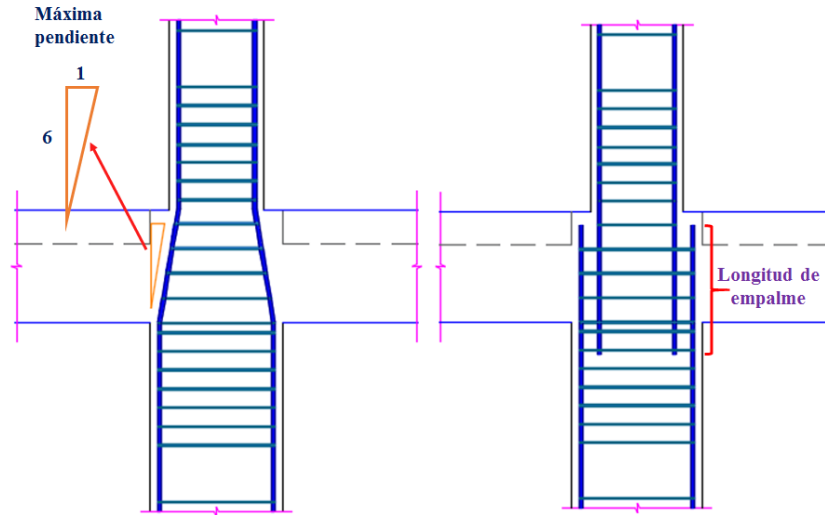
Tabla 22.: Alternativas de detalle para columnas

CARACTERÍSTICAS		DETALLE
	<p># de barras: 4 # de estribos: 1 # de grapas: 0</p>	
	<p># de barras: 6 # de estribos: 1 # de grapas: 0</p>	
	<p># de barras: 8 # de estribos: 1 # de grapas: 2</p>	
	<p># de barras: 8 # de estribos: 1 # de grapas: 2</p>	
	<p># de barras: 10 # de estribos: 1 # de grapas: 1</p>	

3.4.1.2. Armadura en sección variable

La figura 34 muestra la pendiente máxima a tener en los aceros longitudinales de las columnas cuando exista un cambio de sección en altura.

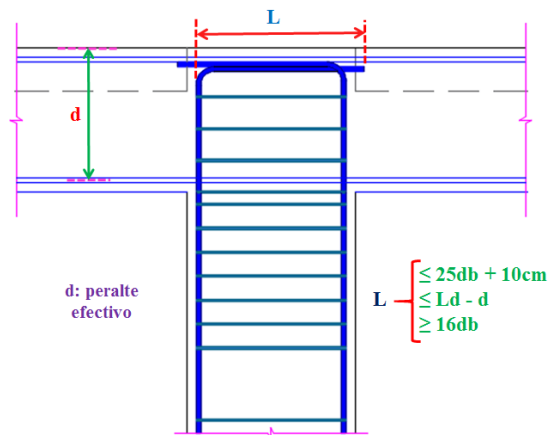
Figura 34.: Detalle de la armadura en una sección variable de columna.



Nota. Adaptado de “Manual de Detallamiento de elementos de Hormigón Armado”, ICH, 2009.

3.4.1.3. Remate del extremo superior de la columna

Figura 35.: Detalle de la armadura en el extremo superior de columna



Nota. Adaptado de “Manual de Detallamiento de elementos de Hormigón Armado”, ICH, 2009.

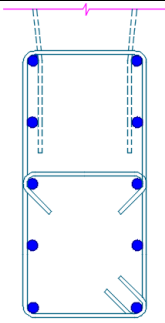
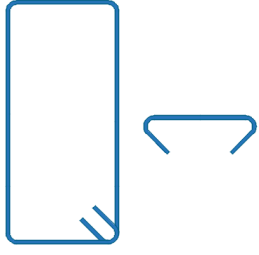
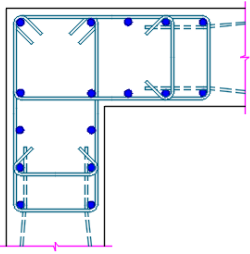
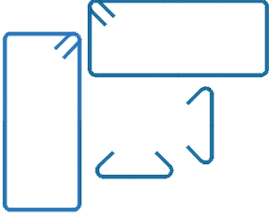
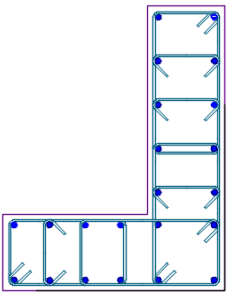
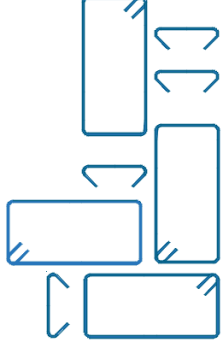
3.4.2. PLACAS

Las secciones de los elementos de borde son parecidas a las de las columnas, así mismo los remates en los extremos superiores es igual al de las columnas.

En la tabla número 23 se muestran los detalles adicionales que deben tener los elementos de borde para un mejor entendimiento del refuerzo al momento de armar la estructura.

3.4.2.1. Elementos de borde

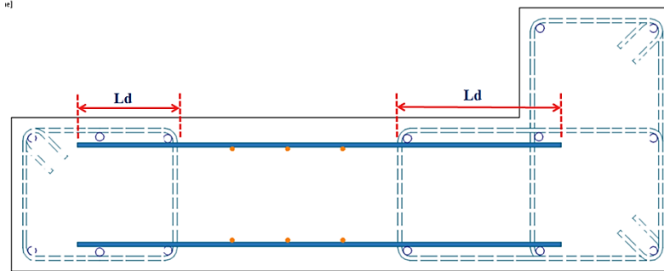
Tabla 23:. Alternativas de detalle para placas

CARACTERÍSTICAS		DETALLE
	<p># de barras: 10 # de estribos:1 # de grapas: 1</p>	
	<p># de barras: 16 # de estribos:2 # de grapas: 2</p>	
	<p># de barras: 22 # de estribos: 4 # de grapas: 4</p>	

3.4.2.2. Refuerzo en el alma de la placa

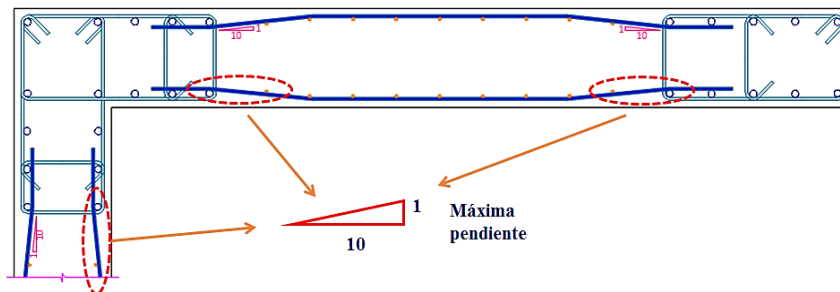
El refuerzo horizontal debe anclar en los núcleos de la placa, cuando el tramo entre los elementos de borde es pequeño se puede detallar de la siguiente manera:

Figura 36.: Detalle del refuerzo horizontal en placas cortas



Cuando la distancia entre los elementos de borde es larga, el refuerzo horizontal tendrá una inclinación con una pendiente de 1:10 como máximo, tal como se muestra en la figura 37.

Figura 37.: Detalle del refuerzo horizontal en placas largas



3.4.3. ACEROS LONGITUDINALES MÁXIMOS EN VIGAS

En el diseño y detallado de vigas, se debe tener en cuenta el número de barras que entran en una capa, considerando el diámetro del estribo de 3/8", el gancho del estribo, el espaciamiento mínimo entre barras y el recubrimiento de 4 cm en la viga. Por lo cual, la

Tabla 24:, presenta el número máximo de barras que pueden colocarse en una capa, en función del ancho de la viga.

Tabla 24.: Número máximo de barras en una capa

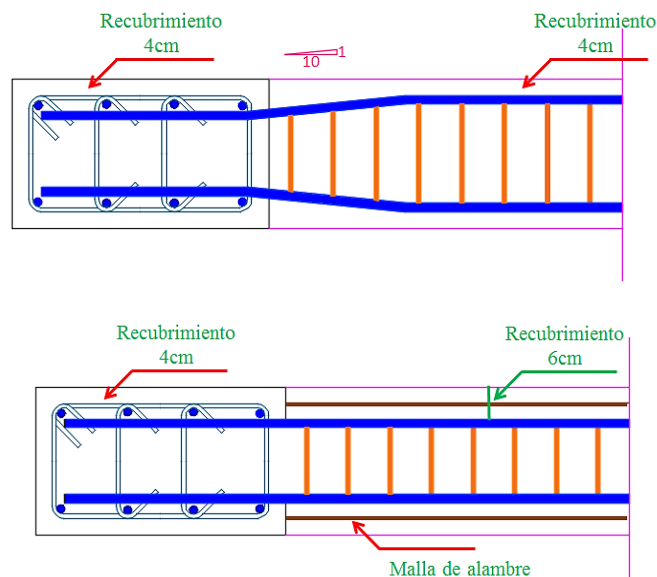
Barra	db (cm)	ANCHO MÍNIMO DE VIGAS (cm)						
		NÚMERO DE BARRAS EN UNA CAPA						
		2	3	4	5	6	7	8
1/2"	1.27	18.5	21.5	25.0	29.0	32.5	36.5	40.0
5/8"	1.59	18.5	22.0	26.0	30.0	34.5	38.5	42.5
3/4"	1.91	18.5	23.0	27.0	31.5	36.0	40.5	45.0
1"	2.54	19.0	24.5	29.5	34.5	39.5	44.5	49.5

3.4.4. CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

Se muestra algunas soluciones para que el acero de la viga pueda anclar en el núcleo de la columna, cuando las columnas y vigas tengan el mismo ancho.

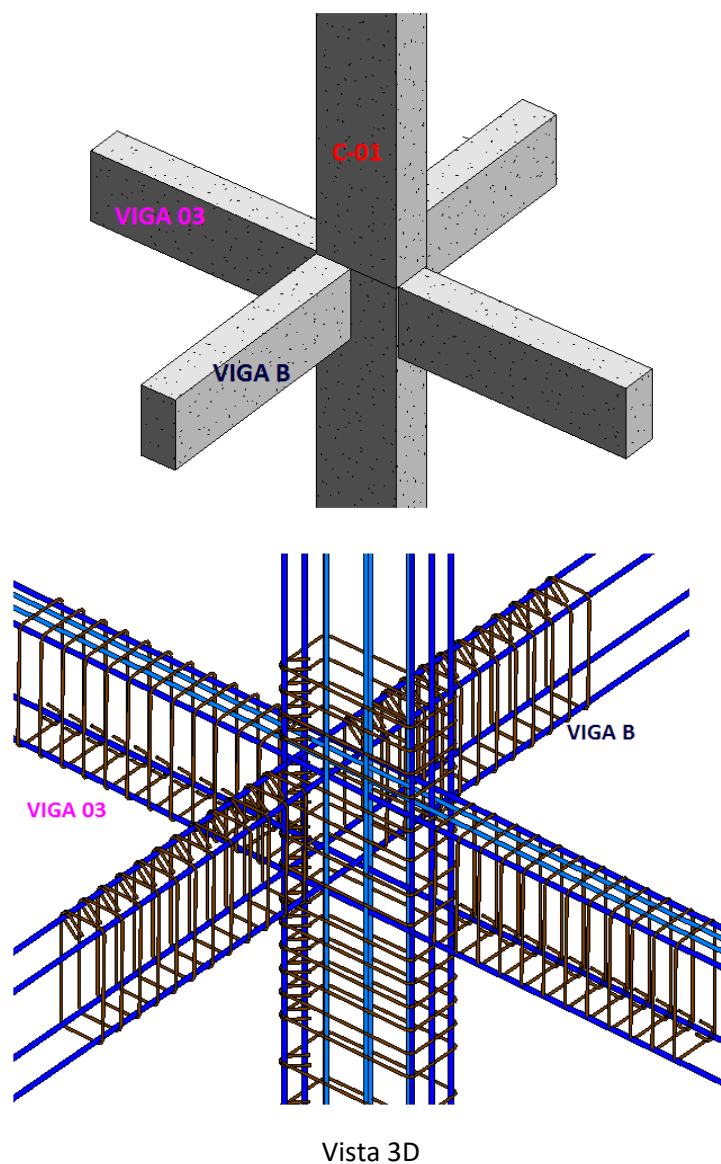
La figura 38 muestra como los aceros de la viga deben ingresar dentro del núcleo confinado de la columna, para ello se muestra dos alternativas; la primera es hacer una inclinación al acero longitudinal con una pendiente máxima de 1:10, en este caso los estribos se irán reduciendo según se va llegando a la columna. La segunda opción es aumentar el recubrimiento lateral de la viga, en una diferencia de 2cm al de la columna o muro; este recubrimiento debe ir armado con una malla de alambre.

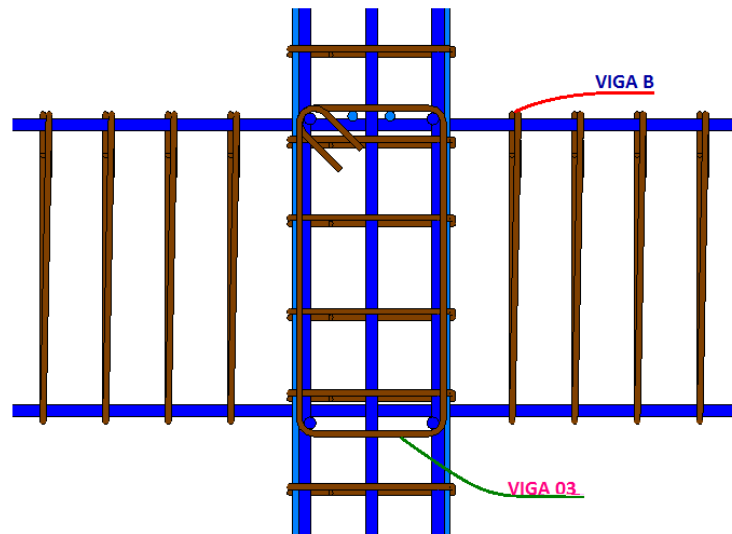
Figura 38.: Propuestas de detalle del refuerzo en conexión viga – columna



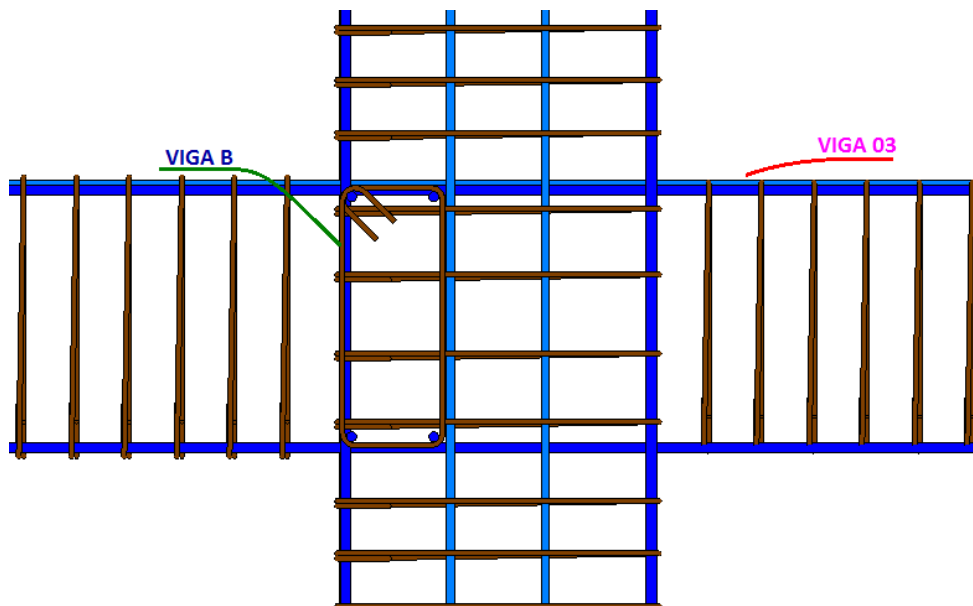
La figura 39 muestra la intersección de los aceros de vigas y columnas en los nudos (Vigas del mismo peralte), para evitar que los aceros de las vigas estén a la misma altura y por ende exista dificultades en el armado de los mismos; se debe maniobrar los recubrimientos, es decir, aumentar el recubrimiento inferior y superior de vigas en un eje y disminuirlas en el otro eje.

Figura 399: Intersección del acero de refuerzo de viga – columna

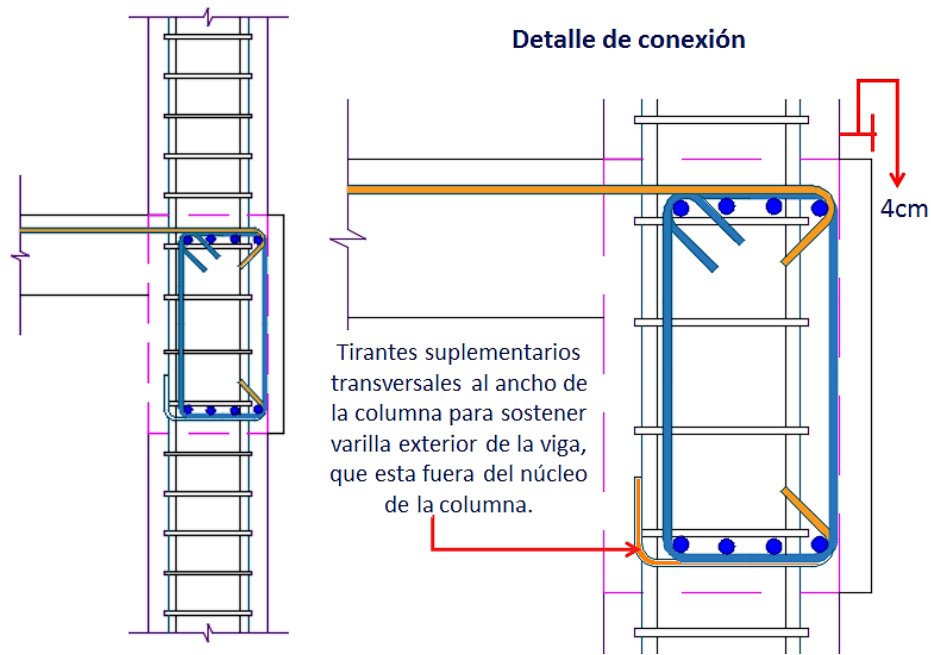




Vista frontal de la Viga 03



Vista frontal de la Viga B

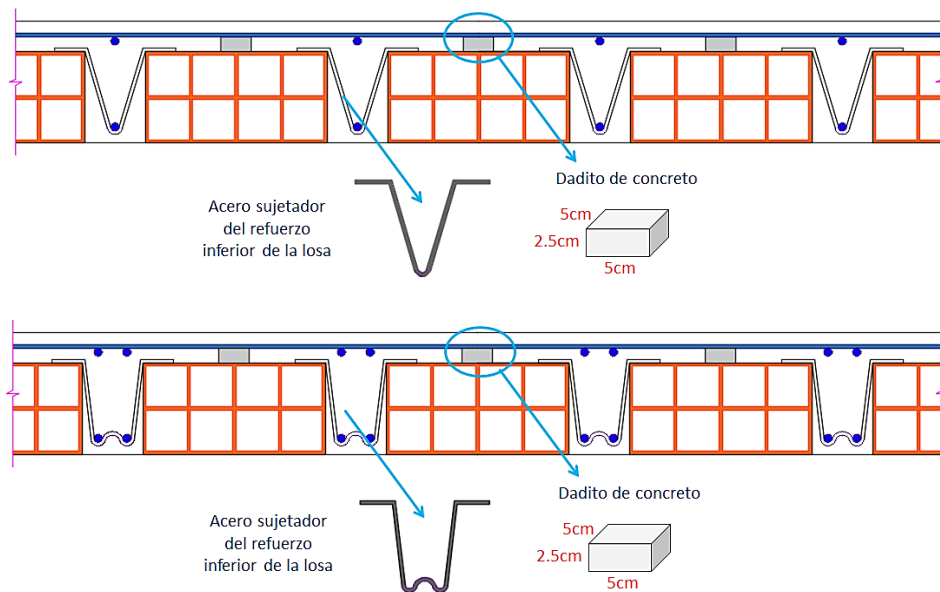


Nota. Adaptado de “Manual de Detallamiento de elementos de Hormigón Armado”, ICH, 2009.

3.4.5. LOSA ALIGERADA

La Figura 40:, ilustra los detalles adicionales del refuerzo en losas aligeradas unidireccionales que deben incluirse en los planos, para facilitar y ejecutar un buen proceso constructivo.

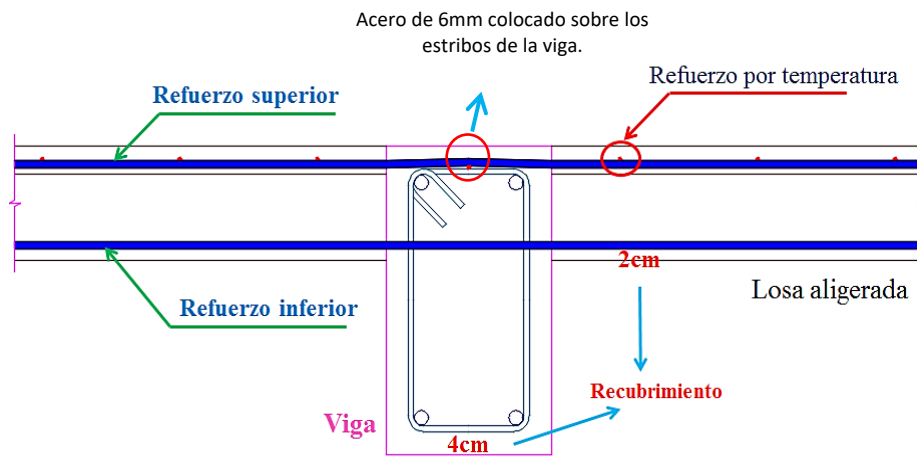
Figura 40:.. Detalles adicionales del refuerzo en losas aligeradas unidireccionales



3.4.6. CONEXIÓN VIGA - LOSA ALIGERADA

Es importante la colocación del acero de 6mm sobre los estribos de la viga para mantener el recubrimiento de 2cm en el refuerzo superior de la losa aligerada, evitando la reducción de su capacidad resistente.

Figura 41.: Detalle del refuerzo en la conexión viga – losa aligerada unidireccional



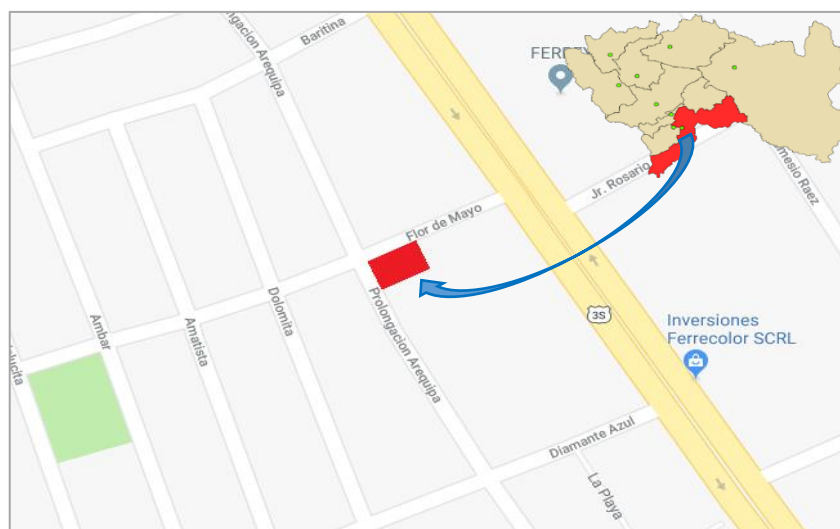
CAPÍTULO IV

PRESENTACIÓN DE LA ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto corresponde a una edificación de 5 niveles más un sótano, el cual está destinado como comercio y oficinas. La edificación tiene un área de planta igual a 370 m², y se encuentra ubicada en la intersección de la Av. Flor de Mayo y Jr. Arequipa, Cooperativa 1ro de mayo, distrito de El Tambo, provincia de Huancayo.

Figura 42.: Ubicación de la edificación



Nota. Adaptado de Google Maps

La edificación cuenta con dos accesos: uno por la Av. Flor de Mayo que sirve de ingreso para llegar a los demás niveles por medio de la escalera o el ascensor, y otro por el Jr.

Arequipa, que permite el acceso al comercio del primer nivel. A continuación, se describe brevemente los ambientes por piso:

- Sótano: cuenta con ambientes destinados al comercio de copias e impresiones y dos cuartos de bombeo donde se ubican las cisternas de polietileno.
- Primer nivel: cuenta con ambientes destinados para el comercio de materiales de oficinas, copias e impresiones, tres baños, cuarto de mantenimiento y un kitchen.
- Segundo al quinto nivel: cada piso cuenta con dos oficinas completas, dos baños y dos cocinetas independientes.

La Figura 43:, Figura 44: y Figura 45: ilustran los planos de arquitectura donde se muestran las distribuciones de los ambientes.

Figura 43: Arquitectura del sótano

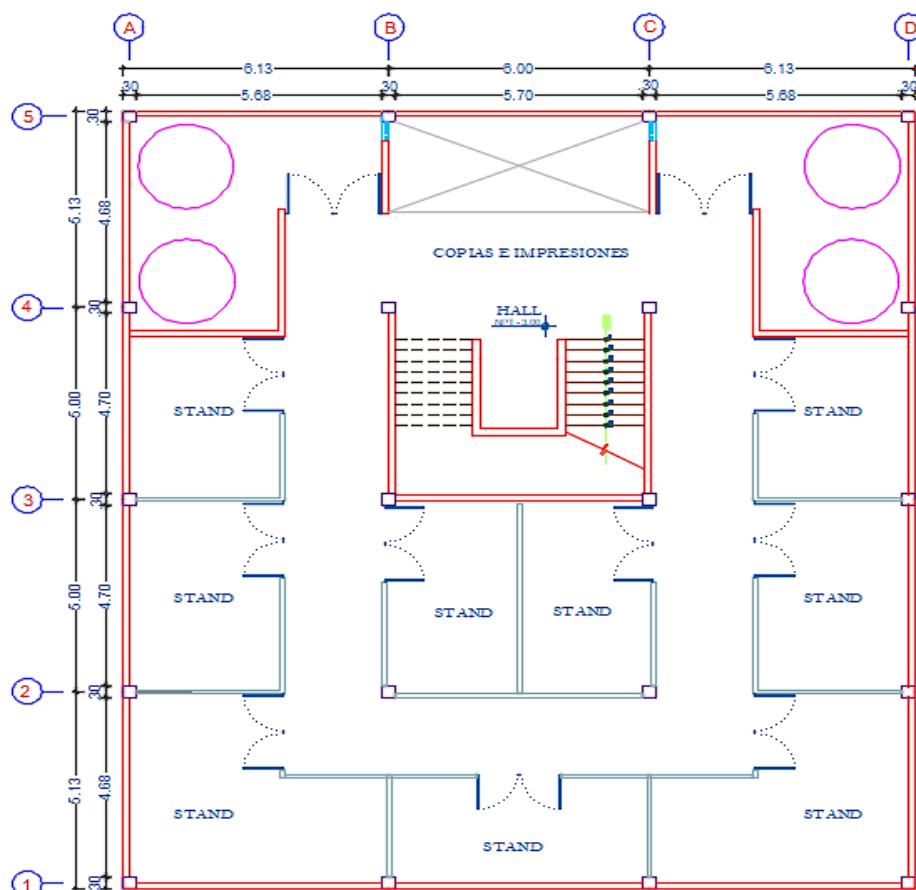


Figura 44:. Arquitectura del primer piso

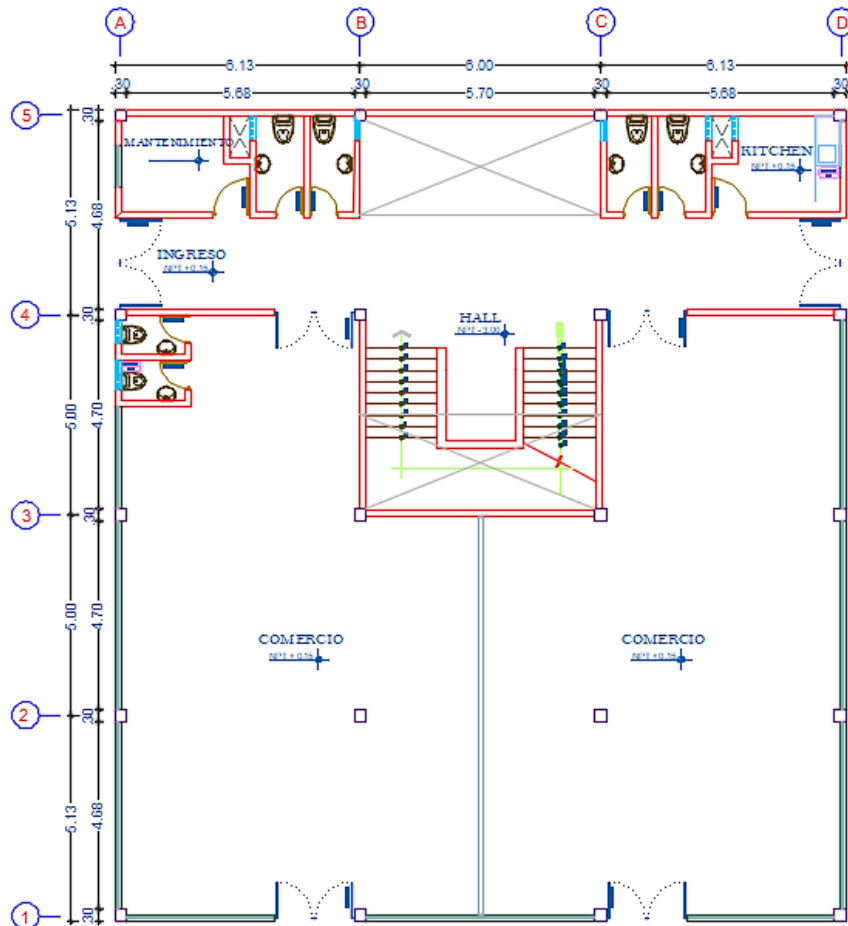
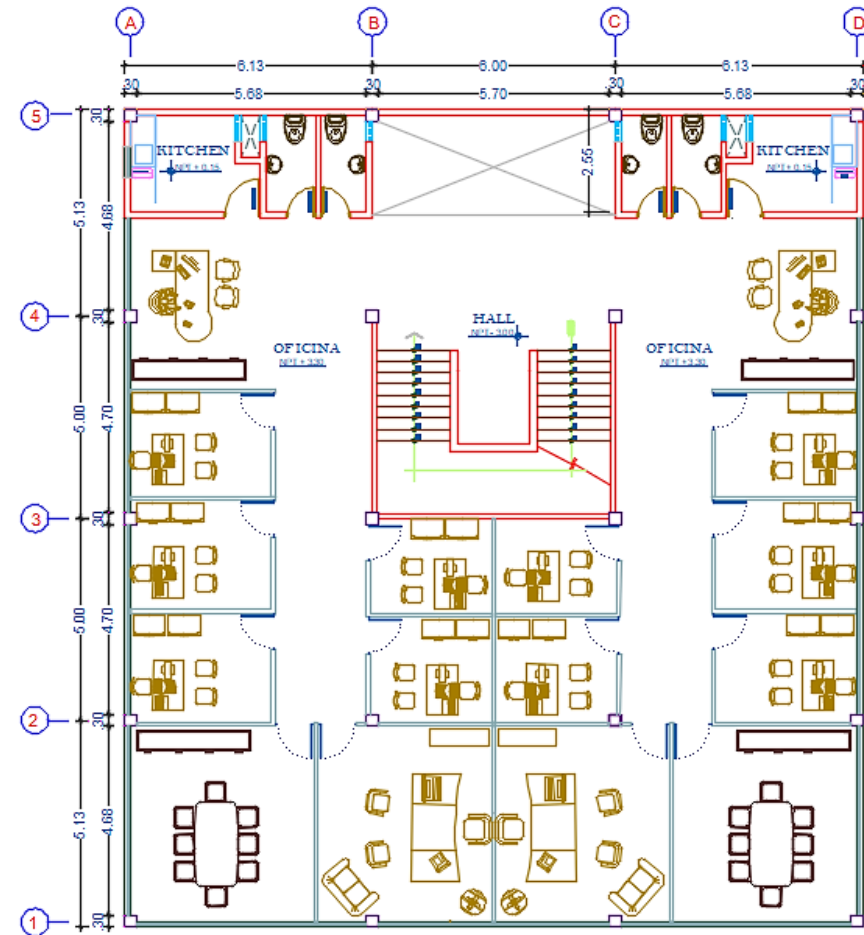


Figura 45:. Arquitectura del segundo, tercer, cuarto y quinto piso



4.2. ESTRUCTURACIÓN

En la estructuración se determinan la ubicación y las características de los elementos estructurales de la edificación respetando la arquitectura planteada. Los criterios a emplear son los recomendados por Blanco (1991):

Simplicidad y simetría. La estructura debe ser lo más simple posible. Una estructura simple tiene mucho mejor comportamiento sísmico que una estructura compleja, así mismo es más factible predecir su comportamiento sísmico. Tener una simetría en las dos direcciones garantiza la baja probabilidad del efecto torsional.

Resistencia y ductilidad. Se debe de dotar a la estructura de materiales resistentes ante las sollicitaciones de cargas de gravedad y las cargas de sismo. Los materiales a emplear deben de producir una falla dúctil en la estructura, para la estructura diseñada en concreto armado la falla debe ser por la fluencia del acero, posterior a ello la falla del concreto.

Hiperestaticidad y monolitismo. Se debe contar en mejor medida con estructuras hiperestáticas para una mejor resistencia de la estructura, lo que garantiza una mejor disipación de energía mediante las rótulas plásticas y así mismo aumentando la resistencia de la estructura que garantice seguridad.

Uniformidad y continuidad de la estructura. La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones.

Rigidez lateral. Se debe de proporcionar de elementos rígidos a la estructura, mínimamente en las dos direcciones principales, procurando evitar desplazamientos mayores a los permitidos por la norma E030. Esto hará que los esfuerzos producidos en los elementos estructurales sean menores.

Existencia de diafragmas rígidos. La existencia losa permite considerar a la estructura como una unidad, manteniendo una misma deformación lateral en un determinado nivel.

A los criterios de estructuración indicados anteriormente, se suman y redundan los establecidos por la Norma E.030 (2016):

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.

- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

Según los criterios de estructuración establecidos y respetando la arquitectura, se plantea una estructura conformada por muros de corte en forma de L en las cuatro esquinas y columnas rectangulares en la dirección X y Y. También se dispone de un muro de corte en forma C para la ubicación e instalación del ascensor. Así mismo, se propone usar losa aligerada unidireccional en todos los paños de la edificación, orientada en la dirección Y, salvo en la losa de llegada de la escalera, en donde se coloca losa maciza. La Figura 46: y Figura 47: ilustran la estructuración planteada.

Figura 46.: Estructuración del sótano

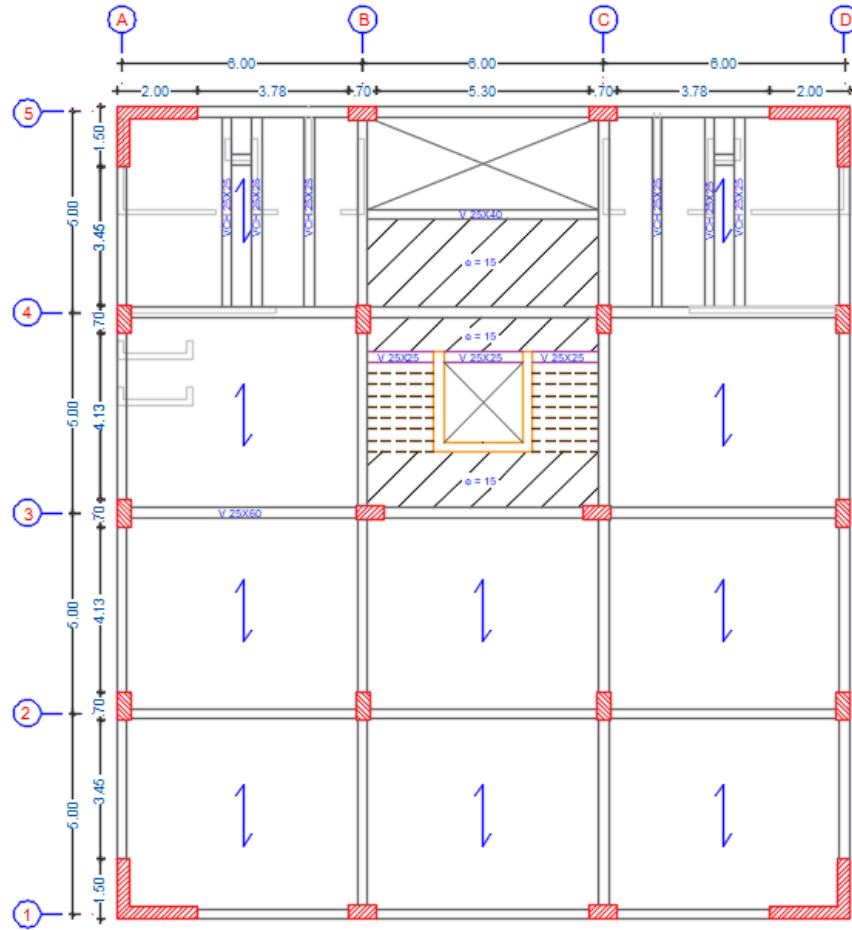
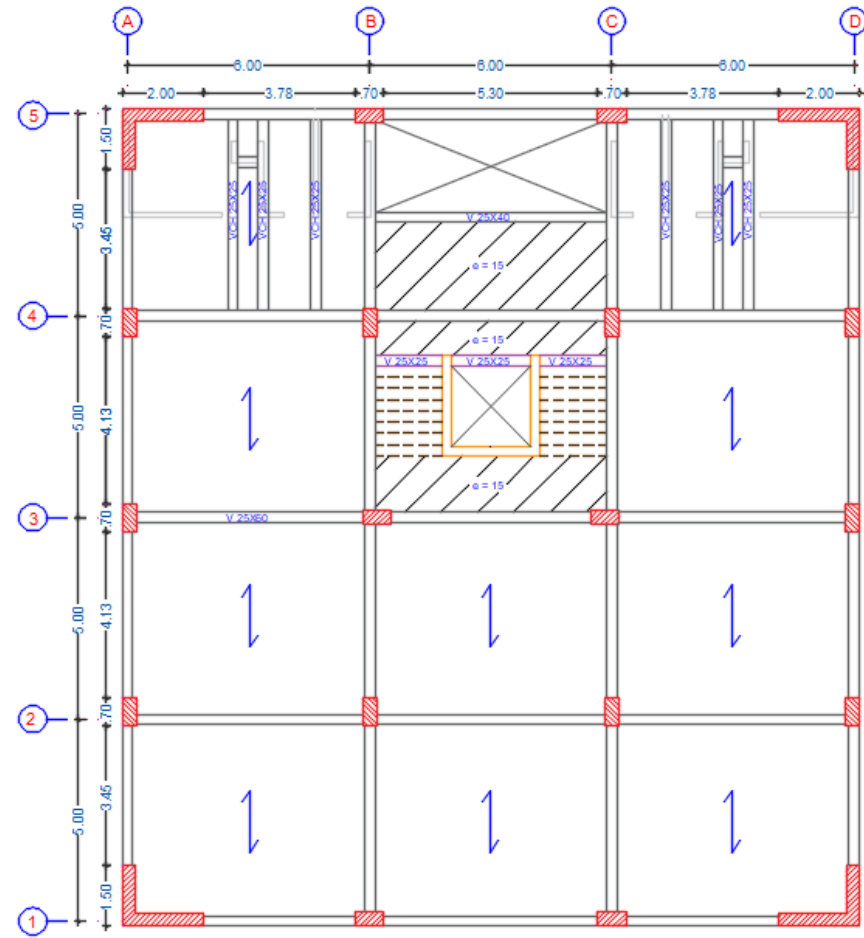


Figura 47.: Estructuración del piso típico



4.3. PREDIMENSIONAMIENTO

De acuerdo a la estructuración planteada, se procede al predimensionamiento de los elementos estructurales. Las dimensiones que se den, están sujetos a cambios según las solicitudes del análisis estructural, así como a las del diseño estructural. Para realizar los dimensionamientos se toma en cuenta las recomendaciones de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2018), Norma de Concreto Armado E.060 (2009) y las de Blanco (1991).

4.3.1. LOSA ALIGERADA

Con la finalidad de no verificar deflexiones, se emplea el espesor mínimo de losa aligerada unidireccional, establecida según Norma E.060 (2009), que corresponde a la relación luz libre/21, resultando $4.74/21 = 0.23 \approx 0.25$ m.

4.3.2. LOSA MACIZA

La losa maciza presenta un comportamiento unidireccional, debido a que la relación de sus lados es mayor a dos. Por lo tanto, el espesor de la misma se determina según las recomendaciones de la Norma E.060 (2009), resultando de la relación luz libre/24 = $2.2/24=0.09$ m. sin embargo, para homogenizar espesores, se emplea un espesor de 0.15 m.

4.3.3. VIGAS

El peralte de vigas recomendado por la Norma E.060 (2009), proporciona valores mucho menores a los requeridos por solicitudes sísmicas, por ello, se emplea el criterio recomendado por Blanco (1991). Para ello, se emplea un peralte de viga comprendido entre luz libre/10 y luz libre/12, el espesor de la misma se limita entre peralte de viga/3 y 3 veces el peralte de viga/4. Empleando las expresiones descritas anteriormente, se obtienen vigas de 0.30x0.60 en la dirección X y Y.

4.3.4. COLUMNAS

Según Blanco (1991), las columnas se predimensionan a partir de la siguiente expresión, la cual brinda el área de columna requerida en función de la carga que

resiste y de la resistencia a la compresión del concreto, Área de columna = Carga actuante/ $0.45f_c$. considerando una carga de 1 Ton/m^2 , se obtiene secciones de columna de 0.35×0.70

4.3.5. PLACAS O MUROS DE CORTE

La función principal de las placas o muros de corte es absorber las fuerzas de sismo, por lo cual es muy difícil encontrar un mecanismo para determinar sus dimensiones. Algunas edificaciones aporricadas no prescinden de placas, ya que las columnas llevan el 100% del cortante sísmico, por lo cual estas edificaciones obtienen deformaciones laterales considerables, lo cual no es conveniente. Lo mejor que se puede hacer es combinar placas y pórticos para mantener un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y control de la flexibilidad de la edificación (Blanco, 1991).

La Norma E.060 (2009), indica que el espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de $1/25$ de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, resultando $2.55/25 = 0.10$ y 0,15 m. Sin embargo, se considera un espesor de 0.30 m, valor mayor al requerido según Norma, debido a que el ancho de las vigas es de 0.30. El espesor del muro de corte tiene que ser igual o un poco mayor que las vigas, para una adecuada colocación del acero, y evitar el congestionamiento de los mismos.

El área requerida resistente a corte de las placas, puede estimarse a partir de la cortante basal sísmica, por tanto, considerando un peso por piso de 1 Ton/m^2 y los parámetros sísmicos $z = 0.35$, $U = 1$, $C = 2.5$, $S_2 = 1.15$, $R = 6$, Área = 369.56 m^2 , se obtiene $V_{\text{basal}} = 309.89 \text{ Ton}$, entonces, Área resistente a corte = $V_{\text{basal}}/0.85 \times 0.53 \times f_c = 4.75 \text{ m}^2$.

El área resistente a corte de las placas calculada, es tentativa, y será evaluada en el análisis sísmico.

4.3.6. ESCALERA

Respecto a la escalera, el predimensionamiento obedece las recomendaciones de Ortega (2000), el cual nos indica: Espesor de garganta (t) = Luz libre/25 ~ Luz

libre/20, resultando $3.625/20 = 0.182$ m y $3.625/25=0.145$ m. Por tanto, se emplea un espesor de garganta de 0.15 m, con pasos de 0.28 m y contrapasos de 0.175 m.

4.4. PRUEBA RÁPIDA DE DESPLAZAMIENTOS

Considerando una carga de 1 Ton/m² se procede a verificar la estructuración propuesta mediante el cálculo de derivas. De la

Figura 48: y Figura 49: se observa que la máxima deriva inelástica en ambas direcciones no supera el 0.007, establecido por Norma E.030 (2018) para elementos de concreto armado, en tal sentido, se da como válida la estructuración preliminar y se procede a asignar las cargas reales a cada elemento.

Figura 48.: Derivas máximas inelásticas en la dirección X

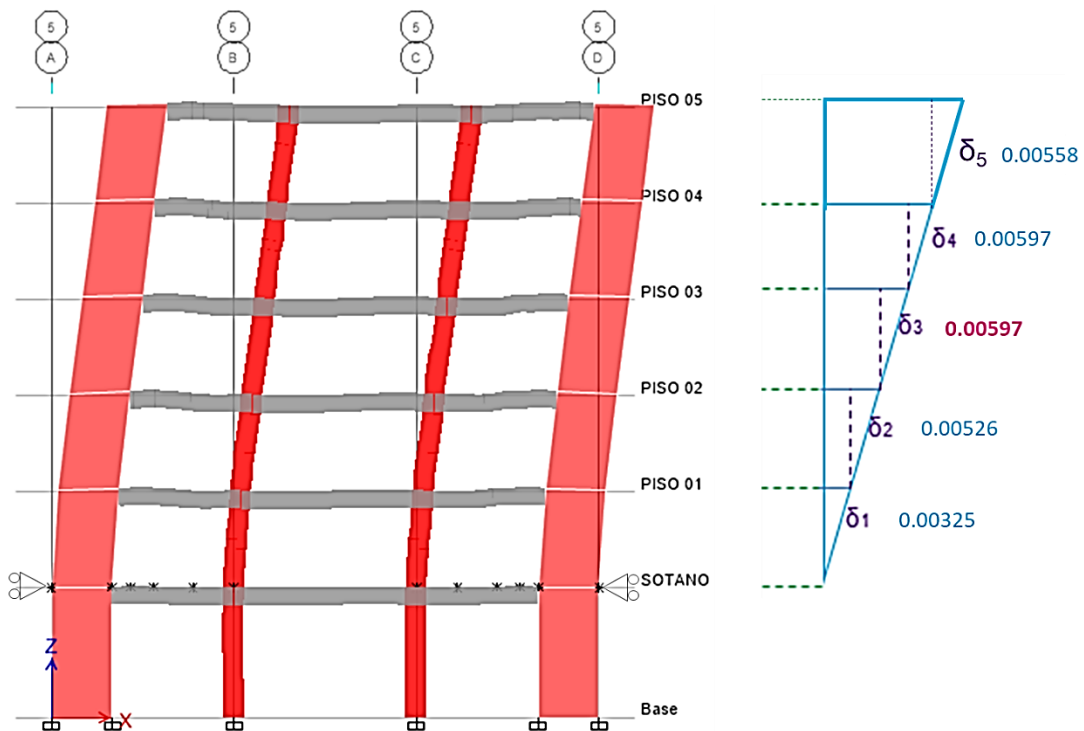
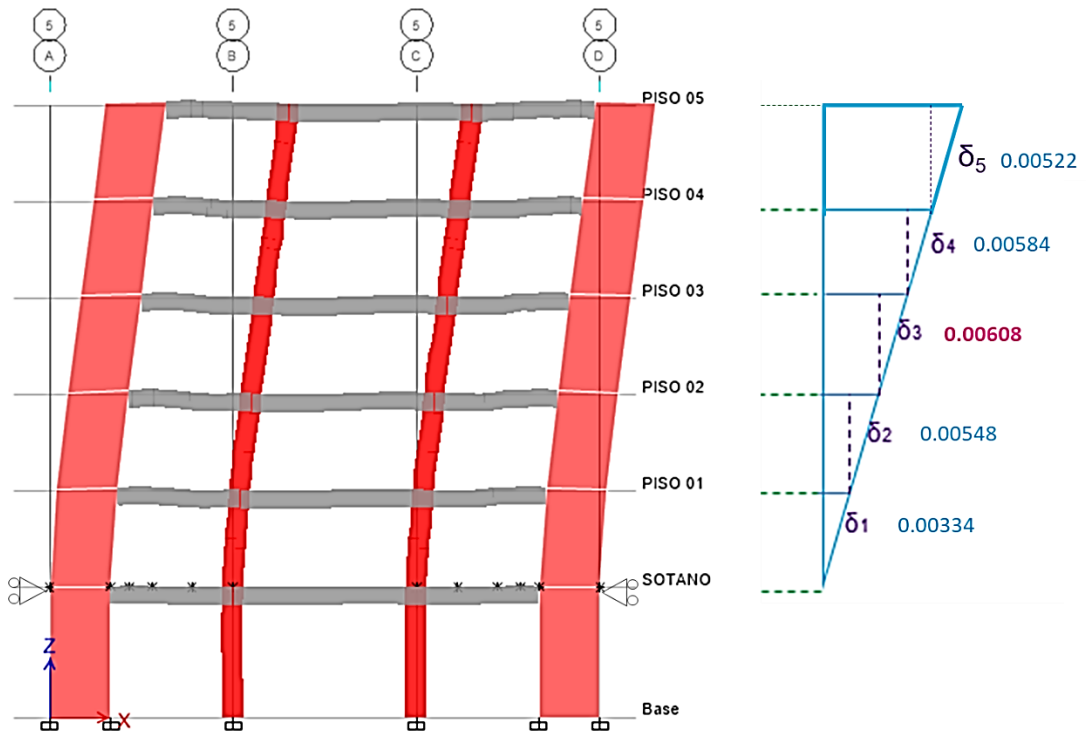


Figura 49.: Derivas máximas inelásticas en la dirección Y



CAPÍTULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas, se consideran las cargas mínimas vivas establecidas por la Norma de Cargas E.020 (2006), así como el peso propio de los materiales. La Tabla 25: y

Tabla 26: resumen las cargas a considerar.

Tabla 25: Pesos por unidad de materiales

Material	Peso
Concreto Armado	2.40 Ton/m ³
Unidades de arcilla cocida hueca	1.35 Ton/m ³
Vidrio	2.50 Ton/m ³
Hielo (Granizo)	0.092 Ton/m ³
Cielo raso*	0.005 Ton/m ²

Nota. Tomado de la Norma E.020 “Diseño Cargas”. 2006. Perú.

*Catálogo PVCIELO

Tabla 26: Cargas mínimas vivas repartidas

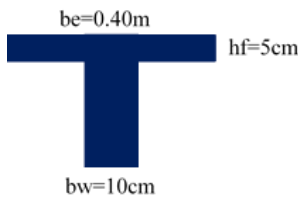
Ocupación o uso	Cargas repartidas (Ton/m ²)
Centro comercial	0.50
Corredores y escaleras tiendas	0.50
Oficinas	0.25
Corredores y escaleras oficinas	0.40
Baños	0.30

Nota. Tomado de la Norma E.020 “Diseño Cargas”. 2006. Perú

5.1.1. METRADO DE CARGAS DE LOSA ALIGERADA

A continuación, se muestra el metrado de la losa aligerada, para la cual tomaremos una vigueta de ancho igual a 0.40m.

Tabla 27: Metrado de la losa aligerada unidireccional

		Losa aligerada			
	Peso propio	350	0.40	140	Kg/m
	Peso piso terminado	100	0.40	40	Kg/m
	Peso de tabiquería móvil	30	0.40	12	Kg/m
	Falso cielo raso	5	0.40	2	Kg/m
	CM			194	Kg/m
	S/C	500	0.40	200	Kg/m
	CV			200	Kg/m
	CU	1.4CM+1.7CV	611.6		Kg/m

5.1.2. METRADO DE CARGAS DE LOSA MACIZA UNIDIRECCIONAL

Tabla 28: Metrado de la losa aligerada unidireccional

Losa maciza					
Peso propio	2400	1.00	0.15	360	Kg/m
Peso piso terminado	100	1.00		100	Kg/m
Peso de tabiquería móvil	30	1.00		30	Kg/m
Falso cielo raso	5	1.00		5	Kg/m
CM				495	Kg/m
S/C	500	1.00		500	Kg/m
CV				500	Kg/m
CU	1.4CM+1.7CV			1543	Kg/m

5.1.3. METRADO DE CARGAS DE VIGAS

A continuación, se muestra el metrado de una viga, a modo de ejemplo tomaremos la viga 2, tramo A-B.

Figura 50. Área tributaria de vigas

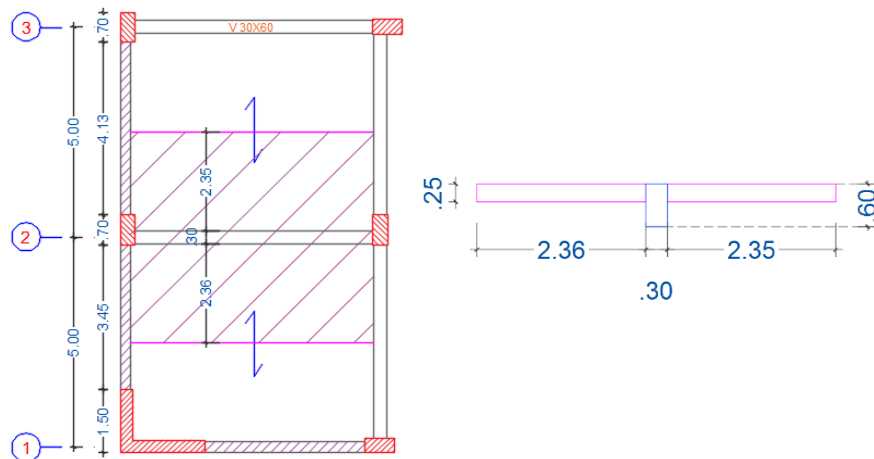


Tabla 29. Metrado de cargas de vivas

Viga 2 (30 x 60) Tramo A-B					
Peso propio	2400	0.30	0.60	432.00	Kg/m
Peso del aligerado	350	4.71		1648.50	Kg/m
Peso piso terminado	100	5.01		501.00	Kg/m
Peso de tabiquería móvil	30	5.01		150.30	Kg/m
Falso cielo raso	5	5.01		25.05	Kg/m
CM				2756.85	Kg/m
S/C	500	5.01		2505.00	Kg/m
CV				2505.00	Kg/m
CU		1.4CM+1.7CV		8118.09	Kg/m

5.1.4. METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS

A continuación, se muestra el metrado de la columna, a modo de ejemplo tomaremos la columna 2B.

Figura 51: Área tributaria de columna B2, sótano

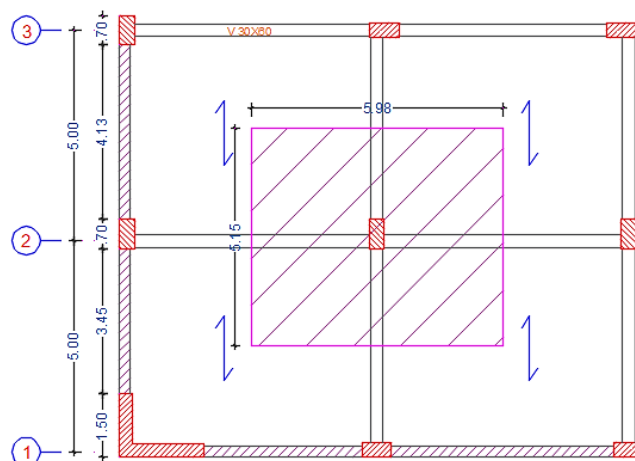


Tabla 30: Metrado de cargas de columna B2

COLUMNA B2 - SÓTANO					
	P.U	Área	Long		
Peso propio	2400	0.25	4.85	2851.80	Kg
Peso viga 2	2400	0.18	5.63	2432.16	Kg
Peso viga B	2400	0.18	4.80	2073.60	Kg
Peso del aligerado	350	27.50		9626.30	Kg
Peso piso terminado	100	31.02		3101.62	Kg
Peso de tabiquería móvil	30	31.02		930.49	Kg
Falso cielo raso	5	31.02		155.08	Kg
CM				21171.04	Kg
S/C	500	31.02		15508.10	Kg
CV				15508.10	Kg

COLUMNA B2 - 1er-4to piso					
	P.U	Área	Long		
Peso propio	2400	0.25	2.55	1499.40	Kg
Peso viga 2	2400	0.18	5.63	2432.16	Kg
Peso viga B	2400	0.18	4.80	2073.60	Kg
Peso del aligerado	350	27.50		9626.30	Kg
Peso piso terminado	100	31.02		3101.62	Kg
Peso de tabiquería móvil	30	31.02		930.49	Kg
Falso cielo raso	5	31.02		155.08	Kg
CM				19818.64	Kg
S/C	325	31.02		10080.27	Kg
CV				10080.27	Kg

COLUMNA B2 - 5to piso					
	P.U	Área	Long		
Peso propio	2400	0.25	2.55	1499.40	Kg
Peso viga 2	2400	0.18	5.63	2432.16	Kg
Peso viga B	2400	0.18	4.80	2073.60	Kg
Peso del aligerado	350	27.50		9626.30	Kg
Falso cielo raso	5	31.02		155.08	Kg
CM				15786.54	Kg
S/C	100	31.02		3101.62	Kg
Peso del granizo	92	31.02		2853.49	Kg
CV				5955.11	Kg

RESUMEN - COLUMNA B2				
NIVEL	Pm (Ton)	Pv (Ton)	Pm acumulado	Pv acumulado
5to piso	15.79	5.96	15.79	5.96
4to piso	19.82	10.08	35.61	16.04
3er piso	19.82	10.08	55.42	26.12
2do piso	19.82	10.08	75.24	36.20
1er piso	19.82	10.08	95.06	46.28
Sótano	21.17	15.51	116.23	61.78

5.1.5. METRADO DE CARGAS DE PLACAS

Figura 52: Área tributaria de placa, PL – 1

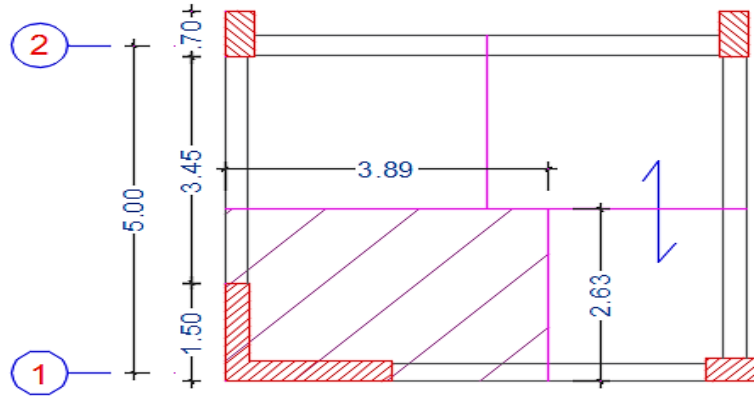


Tabla 31: Metrado de cargas de placa, PL – 1

PLACA A1 - SÓTANO					
	P.U	Área	Long		
Peso propio	2400	0.96	4.85	11174.40	Kg
Peso viga 1	2400	0.18	1.89	816.48	Kg
Peso viga A	2400	0.18	1.13	488.16	Kg
Peso del aligerado	350	8.42		2945.67	Kg
Peso piso terminado	100	9.24		924.47	Kg
Peso de tabiquería móvil	30	9.24		277.34	Kg
Falso cielo raso	5	9.24		46.22	Kg
CM				16672.74	Kg
S/C	500	9.24		4622.35	Kg
CV				4622.35	Kg
PLACA A1 - 1er-4to piso					
	P.U	Área	Long		
Peso propio	2400	0.96	2.55	5875.20	Kg
Peso viga 1	2400	0.18	5.63	2432.16	Kg
Peso viga A	2400	0.18	4.80	2073.60	Kg

Peso del aligerado	350	8.42	2945.67	Kg
Peso piso terminado	100	9.24	924.47	Kg
Peso de tabiquería móvil	30	9.24	277.34	Kg
Falso cielo raso	5	9.24	46.22	Kg
CM			14574.66	Kg
S/C	325	9.24	3004.53	Kg
CV			3004.53	Kg

PLACA A1 - 5to piso

	P.U	Área	Long		
Peso propio	2400	0.96	2.55	5875.20	Kg
Peso viga 1	2400	0.18	5.63	2432.16	Kg
Peso viga A	2400	0.18	4.80	2073.60	Kg
Peso del aligerado	350	8.42		2945.67	Kg
Falso cielo raso	5	9.24		46.22	Kg
CM				13372.85	Kg
S/C	100	9.24		924.47	Kg
Peso del granizo	92	9.24		850.51	Kg
CV				1774.98	Kg

RESUMEN - PLACA - A1

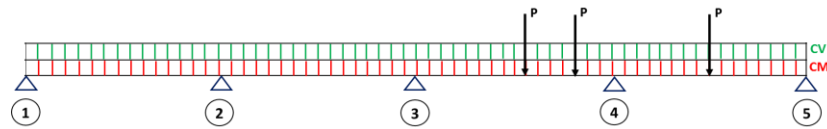
NIVEL	Pm (Ton)	Pv (Ton)	Pm acumulado	Pv acumulado
5to piso	13.37	1.77	13.37	1.77
4to piso	14.57	3.00	27.95	4.78
3er piso	14.57	3.00	42.52	7.78
2do piso	14.57	3.00	57.10	10.79
1er piso	14.57	3.00	71.67	13.79
Sótano	16.67	4.62	88.34	18.42

5.2. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

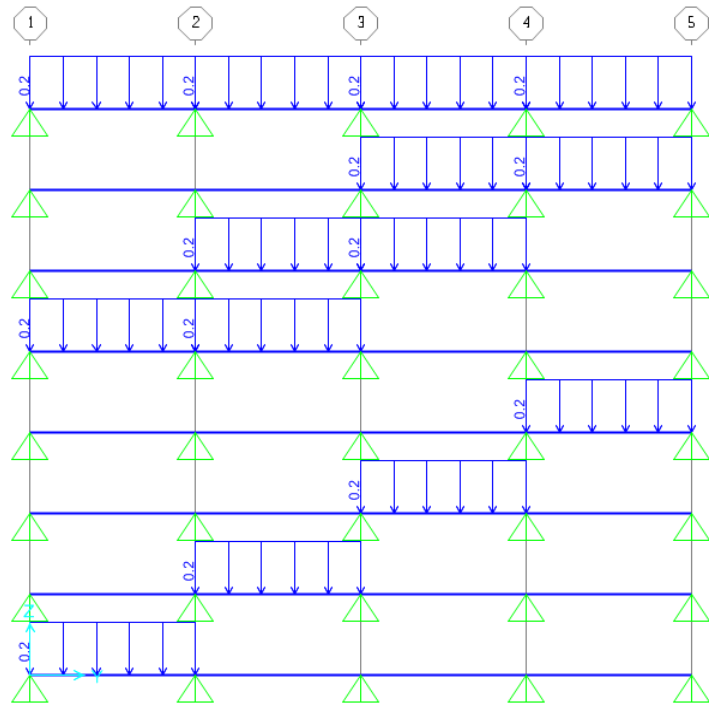
5.2.1. LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES

Para el cálculo de los momentos flectores se realizó la alternancia de carga viva para obtener los momentos más desfavorables y así tener un diseño conservador (ver Figura 53:).

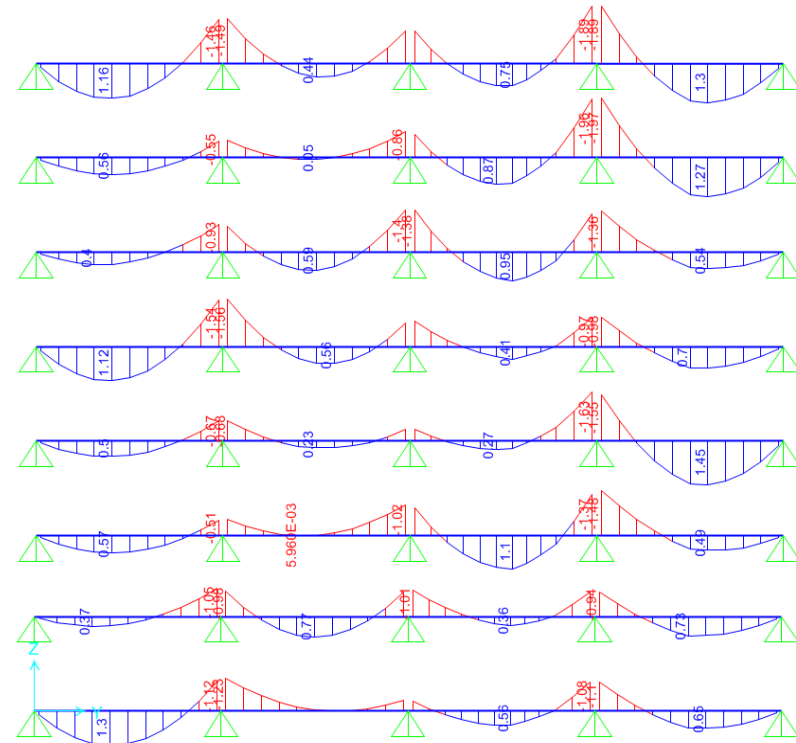
Figura 53.: Alternancia de carga viva en losa aligerada unidireccional, máximos momentos flector



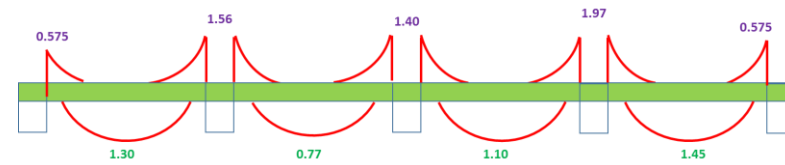
a) Idealización



b) Alternancia de carga viva

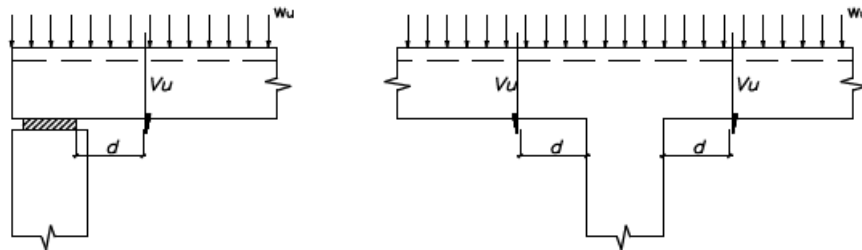


c) Diagrama de momentos flectores



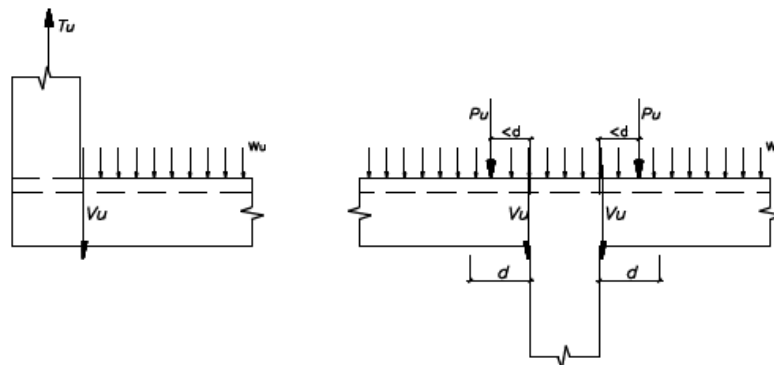
d) Envolvente de momentos flectores

Para el cálculo de las fuerzas cortantes, también se realizó la alternancia de carga viva obteniendo valores desfavorables para realizar un diseño conservador. Así mismo, el cortante crítico puede estar a una distancia “d” de la cara de apoyo o en la cara de apoyo, según la acción de las cargas en el apoyo, o cerca a ello.



Nota. Tomado de la Norma E.060, “Concreto Armado”. Perú, 2009

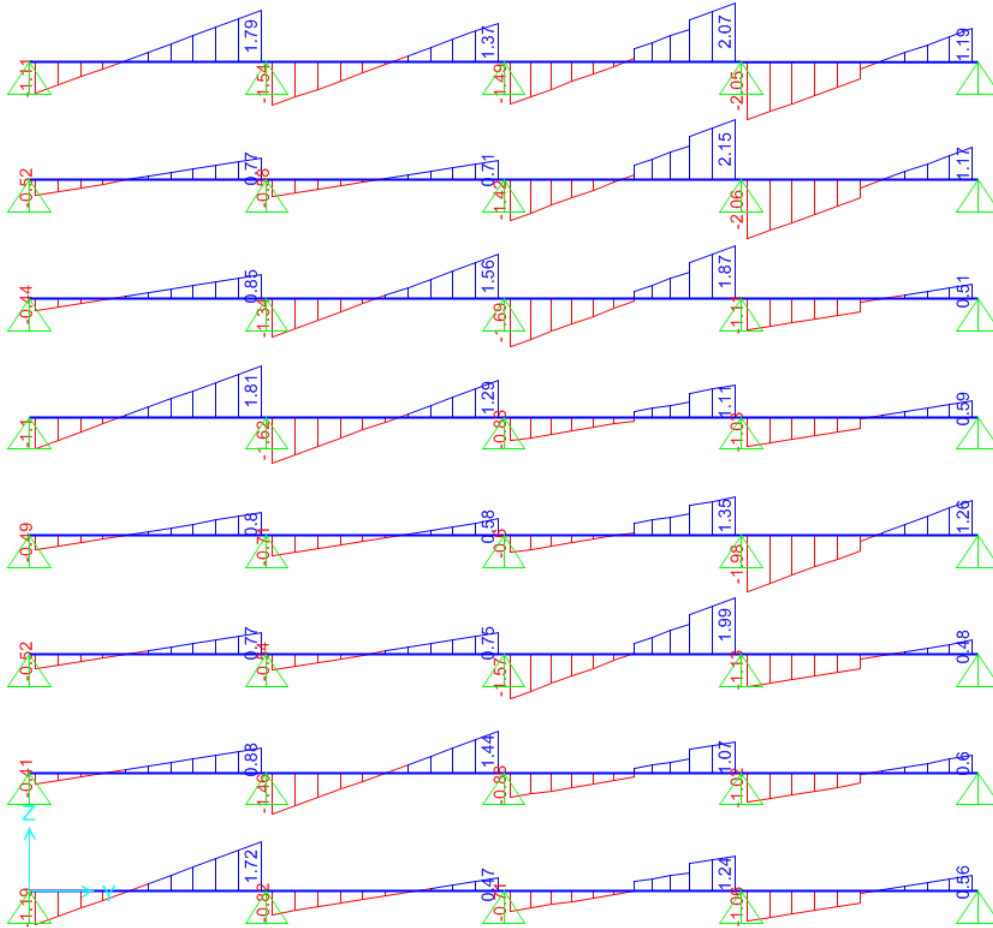
En el grafico se ilustra que el apoyo está sometida a esfuerzos de compresión, por lo cual la cortante crítica se encuentra a una distancia “d” de la cara de apoyo. (E060 - 11.1.3.1)



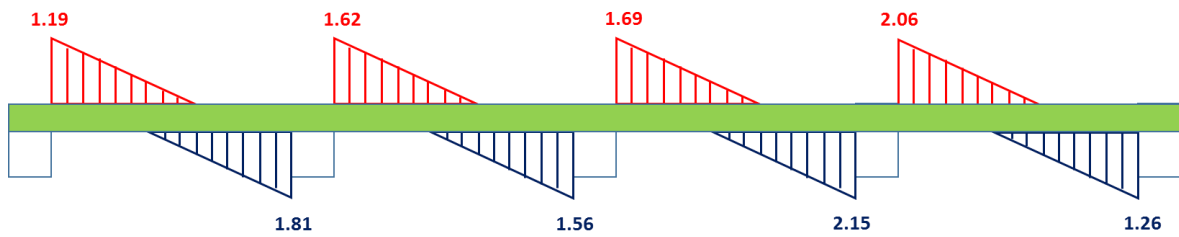
Nota. Tomado de la Norma E.060, “Concreto Armado”. Perú, 2009

En el gráfico del lado izquierdo se ilustra que el apoyo está sometido a esfuerzo de tracción, por lo cual en este caso la cortante crítica se encuentra en la cara de apoyo, así mismo en el gráfico del lado derecho se ilustra que el apoyo está sometido a esfuerzo de compresión, pero existe un carga concentrada cerca al apoyo o entre el apoyo y una distancia “d” de la cara de apoyo, por lo cual en este caso la cortante crítica también se encuentra en la cara de apoyo.

Figura 54.: Alternancia de carga viva en losa aligerada unidireccional, máximas fuerzas cortantes



a) Diagrama de fuerzas cortantes considerando la alternancia de carga viva



b) Envoltura de fuerzas cortantes

5.3. ANÁLISIS POR CARGAS DE SISMO

De acuerdo a la Norma E030 (2018), el análisis sísmico se puede efectuar empleando el Análisis Estático, bajo ciertas condiciones, o mediante el Análisis Dinámico Modal Espectral. La edificación propuesta en esta tesis cumple con las condiciones estipuladas en la Norma E030 (2018), para ser analizada mediante el Análisis Estático, sin embargo, con fines académicos también se empleará el Análisis Dinámico Modal Espectral.

Del Estudio de Mecánica de Suelos proporcionado por la Asesora de la Tesis, se presenta las siguientes propiedades del suelo (Tabla 32:), a una profundidad de seis metros:

Tabla 32: Propiedades mecánicas del suelo

Propiedades mecánicas del suelo	
Tipo de suelo	GW – GM (SUCS)
	Grava bien graduada con finos
Peso volumétrico (kg/cm ³)	2224
Cohesión	0
Ángulo de fricción	32°
Presión admisible (kg/cm ²)	4

Así mismo, el Estudio de Mecánica de Suelos establece una profundidad mínima de cimentación de 1.20 m y descarta la presencia de napa freática.

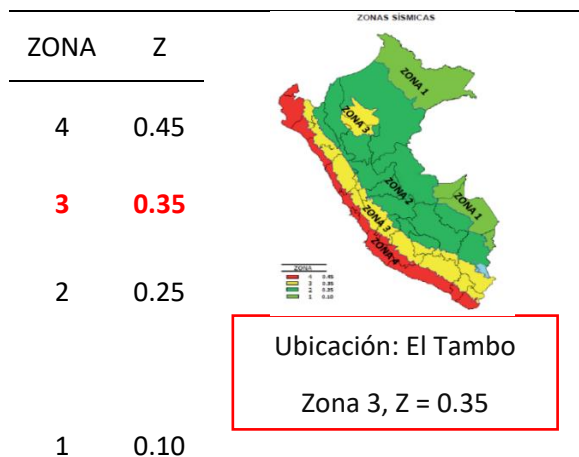
5.3.1. PELIGRO SÍSMICO

Se determinan los parámetros que determinan el peligro sísmico para el cálculo de la cortante sísmica en la base de la edificación para su posterior diseño sismorresistente.

5.3.1.1. Zonificación

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. Norma E.030 (2018).

Tabla 33: Factor de zona



Nota. Tomado de la Norma E.030 “Diseño Sismo resistente”. 2018. Perú

5.3.1.2. Parámetros de sitio (S, TP y TL)

La Norma E.030 (2018) especifica cuatro tipos de suelos, y debe considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, a partir del mismo se determina el factor de amplificación del suelo S y los períodos T_P y T_L .

Tabla 34:. Factor de amplificación del suelo

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Suelo: S2
Factor S = 1.15
T_P = 0.6 s
T_L = 2 s

Nota. Tomado de la Norma E.030, “Diseño sismo resistente”. Perú, 2018

5.3.1.3. Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se estima el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones: a) $T < T_p$, $C = 2.5$; b) $T_p < T < T_L$, $C = 2.5(T_p / T)$ y c) $T > T_L$, $C = 2,5((T_p \times T_L) / T^2)$.

La edificación planteada en la tesis, es de 5 niveles, por lo que de una manera práctica el periodo (T) de la edificación es aproximadamente 0.5 segundos ($0.1 \times N^\circ$ de pisos). Teniendo un $T_p = 0.6$ s, nos encontramos en el primer caso donde $T < T_p$, por lo tanto, el factor $C = 2.5$.

5.3.2. CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN

5.3.2.1. Parámetro de categoría y uso (U)

Según la Norma E.030 (2018), cada edificación debe ser clasificada de acuerdo a la categoría a la que corresponda. El factor de uso depende de la categoría de la edificación. La Tabla 35: indica la categoría y el factor de uso de la edificación.

Tabla 35:.. Categoría y Factor de Uso de la edificación

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Categoría C
 (Comercio y oficinas)
 Factor U = 1

Nota. Tomado de la Norma E.030, "Diseño sismo resistente". Perú, 2018

5.3.2.2. Sistema estructural

La Norma E.030 (2018) indica el sistema estructural que se puede usar para la construcción de la edificación, esto en base a la zona en la cual esté ubicada y a la categoría establecida según el uso. La edificación no tiene restricciones respecto al sistema estructural a emplear, tal es así, que la estructuración de la misma contempla el uso de muros de corte y columnas.

Tabla 36:. Requisitos según el tipo de sistema estructural

			Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural	Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.	Acero:	
		Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera	Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.	Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
		Cualquier sistema.	Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
			Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
			Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
			Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
			Concreto Armado:	
			Pórticos Dual	8
			De muros estructurales	7
			Muros de ductilidad limitada	6
			Albañilería Armada o Confinada.	4
			Madera (Por esfuerzos admisibles)	3
				7

Nota. Tomado de la Norma E.030, “Diseño sismo resistente”. Perú, 2018

Asi mismo, la Norma E.030 (2018) indica las restricciones de irregularidades que puede tener una edificación según la ubicación y la categoría al cual corresponda. Para la edificación planteada en esta tesis no se permiten irregularidades extremas.

Tabla 37:.. Categoría y regularidad de las edificaciones

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
C	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota. Tomado de la Norma E.030, “Diseño sismo resistente”. Perú, 2018

El tipo de sistema estructural planteado en la presente tesis es el de muros estructurales, esto se verificará más adelante en función del porcentaje de fuerza cortante sísmica que toma cada elemento soporte de la edificación, placa y columna.

5.3.2.3. Regularidad de la edificación

A continuación, se determinan los factores de irregularidad medibles en planta y altura de la edificación, es decir, aquellas que no requieren el uso de los resultados del análisis sísmico.

a. Irregularidades estructurales en altura

- **Irregularidad de Masa o Peso**

Figura 55.: Irregularidad de masa o peso

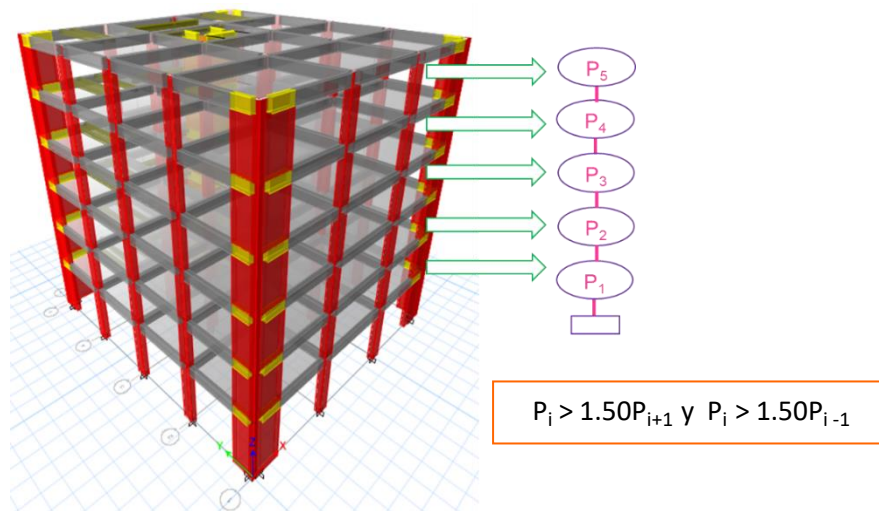


Tabla 38.: Irregularidad de masa en X y Y

Nivel	Masa (Tonf-s ² /m)	Verificación
Primer nivel	37.64	1.000
Segundo nivel	37.64	1.000 1.000
Tercer nivel	37.64	1.000 1.000
Cuarto nivel	37.64	1.000
Quinto nivel	30.04	

La

Tabla 38: muestra que los resultados no exceden los límites máximos establecidos por la Norma E.030 (2018), por tanto, la edificación no presenta irregularidad de masa o peso.

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

La verificación de esta irregularidad no aplica a la edificación planteada en esta tesis, debido a que no existe reducción de sección en altura. Por lo tanto, la edificación no presenta irregularidad geométrica vertical.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

La verificación de esta irregularidad no aplica a la edificación planteada en esta tesis, debido a que no existe desalineamiento vertical de ningún elemento. Por lo tanto, la edificación no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes.

b. Irregularidades estructurales en planta

• **Esquinas Entrantes**

La edificación planteada en la tesis no presenta esquinas entrantes, por tanto, no presenta irregularidad por esquinas entrantes.

• **Discontinuidad de Diafragma**

Figura 56: Irregularidad por discontinuidad del diafragma

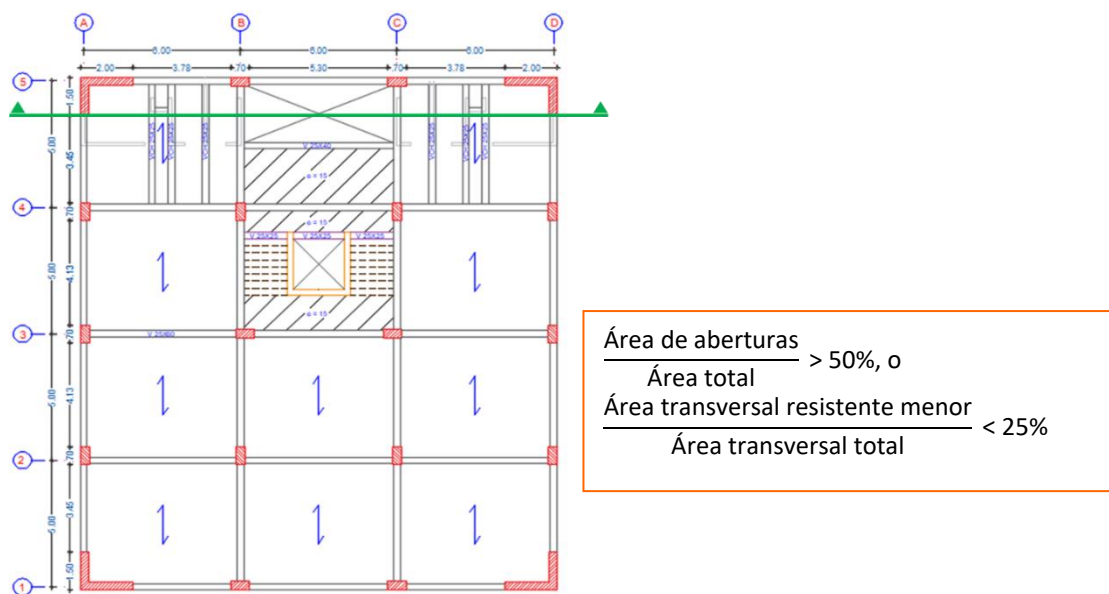


Tabla 39: Discontinuidad de diafragma por abertura

	Área (m ²)	Relación
Área total	369.56	
Área de la abertura	43.23	11.70%

Tabla 40: Discontinuidad de diafragma por sección transversal

	Dirección X		Dirección Y	
	Sección (m ²)	Relación	Sección (m ²)	Relación
Sección total	4.56		5.06	
Sección resistente	3.06	67.12%	3.99	78.81%

Según la Tabla 39: y Tabla 40:, los resultados son mayores al límite mínimo establecido por Norma E.030 (2018), en consecuencia, la edificación no presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma

- **Sistemas no paralelos**

La verificación de esta irregularidad no aplica a la edificación planteada en esta tesis, debido a que los elementos resistentes son ortogonales entre sí. Por tanto, la edificación no presenta sistemas no paralelos.

5.3.3. PESO SÍSMICO

La categoría de la edificación planteada en la tesis es del Tipo C, en consecuencia, el peso sísmico se determina de la siguiente manera (E.030, 2016), Peso sísmico = 100% CM+25% CV. Del metrado de cargas se determina el peso sísmico de la edificación, la cual esta resumida en la Tabla 41: y Tabla 42:.

Tabla 41: Peso sísmico de la edificación calculado manualmente

CARGA MUERTA	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
Losa	144.7	144.7	144.7	144.7	103.1
Viga	86.3	86.3	86.3	86.3	55.1
Columna	17.3	17.3	17.3	17.3	8.6
Placa	54.7	54.7	54.7	54.7	27.4
Escalera	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3
TOTAL	313.3	313.3	313.3	313.3	204.6
CARGA VIVA					
Losa	95.6	95.6	95.6	95.6	55.1
Viga	9.7	9.7	9.7	9.7	7.7

Columna					
Placa					
Escalera	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
TOTAL	112.9	112.9	112.9	112.9	72.4
PESO SÍSMICO (TON)	341.6	341.6	341.6	341.6	222.7
MASA SÍSMICA (TON.S2/M)	34.8	34.8	34.8	34.8	22.7

Tabla 42: Peso sísmico de la edificación en la dirección X y Y, ETABS 16.2

Nivel	Masa (tonf-s ² /m)
Primer nivel	37.645
Segundo nivel	37.645
Tercer nivel	37.645
Cuarto nivel	37.645
Quinto nivel	30.038
Total	180.617

5.3.4. MODELADO DE LA EDIFICACIÓN

El software utilizado en el modelado es el ETABS V16.2, para el cual se empleó el método de pórticos planos, determinándose las propiedades de los elementos y asignándolas según sus ejes locales. La Tabla 43: presenta los resultados de los mismos. Por otro lado, se consideró el módulo de elasticidad del concreto como $15000\sqrt{f_c}$, y un Módulo de Polición de 0.15. El modelo de la edificación se presenta en la Figura 57:.

Tabla 43: Propiedades de los muros de corte

Muro	Dirección X				Muro	Dirección Y			
	CG X (m)	A1 (m ²)	A2 (m ²)	I3 (m ⁴)		CG Y (m)	A1 (m ²)	A3 (m ²)	I2 (m ⁴)
5A	0.6927	0.93975	0.6	0.359	A5	0.4622	0.8648	0.45	0.165

1A	0.6927	0.93975	0.6	0.359	A1	0.4622	0.8648	0.45	0.165
5D	0.6927	0.93975	0.6	0.359	D5	0.4622	0.8648	0.45	0.165
1D	0.6927	0.93975	0.6	0.359	D1	0.4622	0.8648	0.45	0.165
Ascensor	1.2250	1.3625	0.6125	1.218	Ascensor	1.0616	0.7444	0.6225	0.450

Figura 57: Modelado de la edificación con el método de pórticos planos, software ETABS

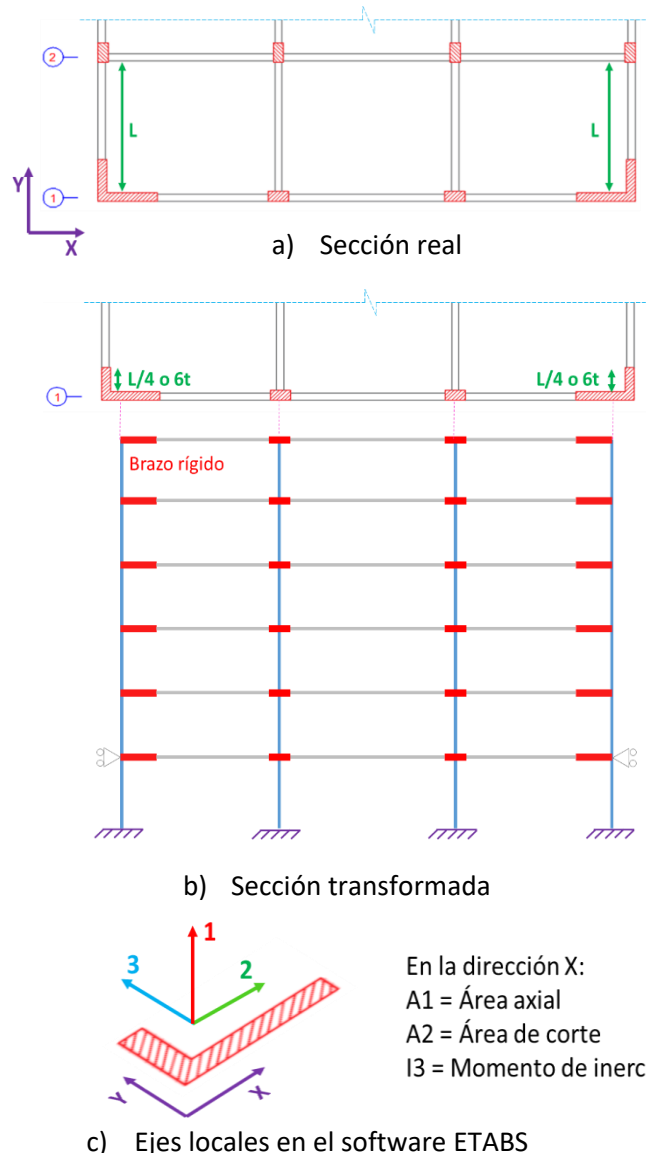
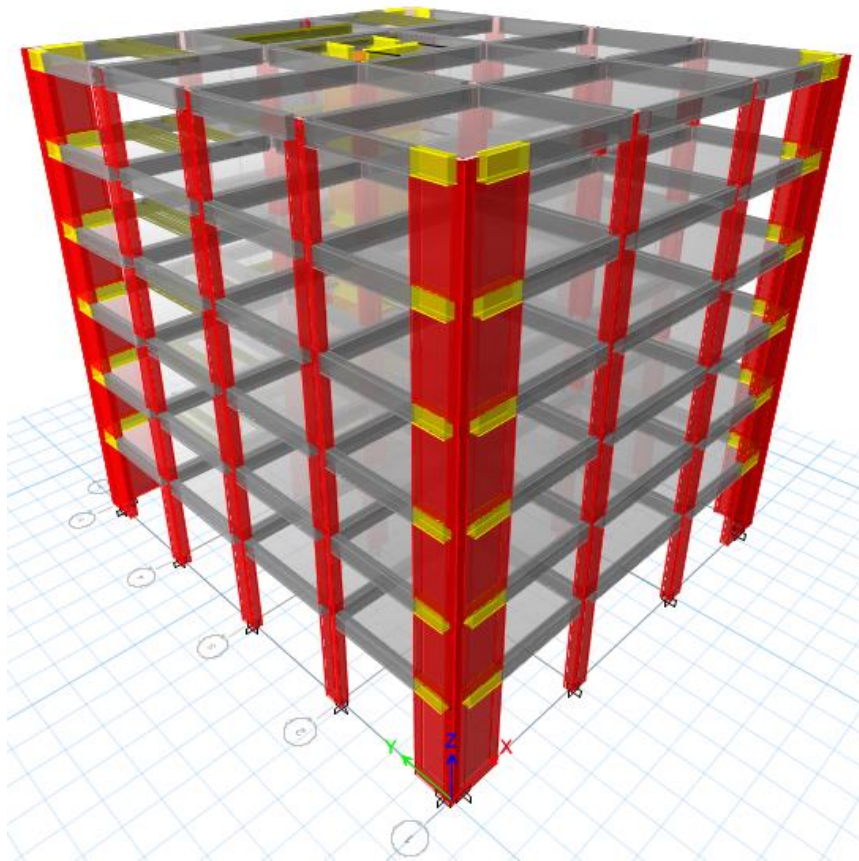


Figura 58.: Modelado de la edificación, software ETABS



5.3.5. EFECTOS DE TORSIÓN EN PLANTA

La Norma E.030 (2018) establece considerar el efecto una excentricidad accidental, producto de la incertidumbre de la ubicación del centro de masas, siendo este 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular al análisis. Es así, que además de la fuerza sísmica, también se considera un momento torsor en cada nivel. La Figura 59:, Figura 60: y Figura 61: ilustran el efecto mencionado, siendo el más desfavorable el + X y + Y.

La Tabla 44: muestra los resultados del centro de masas y rigideces obtenidos del software ETABS 16.2, sin considerar la excentricidad accidental.

Tabla 44: Centro de masa y rigidez por piso, software ETABS 16.2

Nivel	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)
Primer nivel	9	10.525	9	10.419
Segundo nivel	9	10.525	9	10.395
Tercer nivel	9	10.525	9	10.343
Cuarto nivel	9	10.525	9	10.282
Quinto nivel	9	10.127	9	10.235

Figura 59: Excentricidad real de la edificación

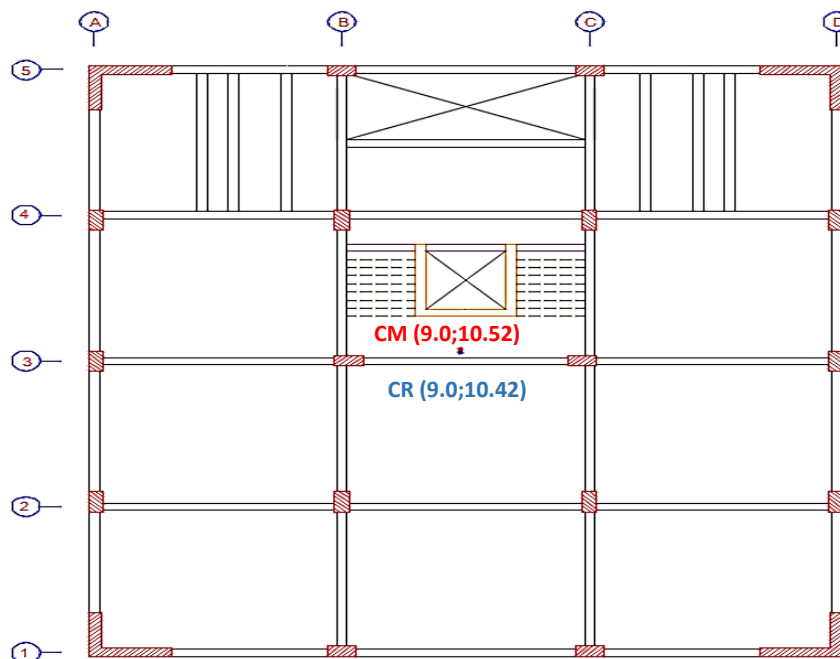


Figura 60: Excentricidad real y accidental de la estructura en la dirección X

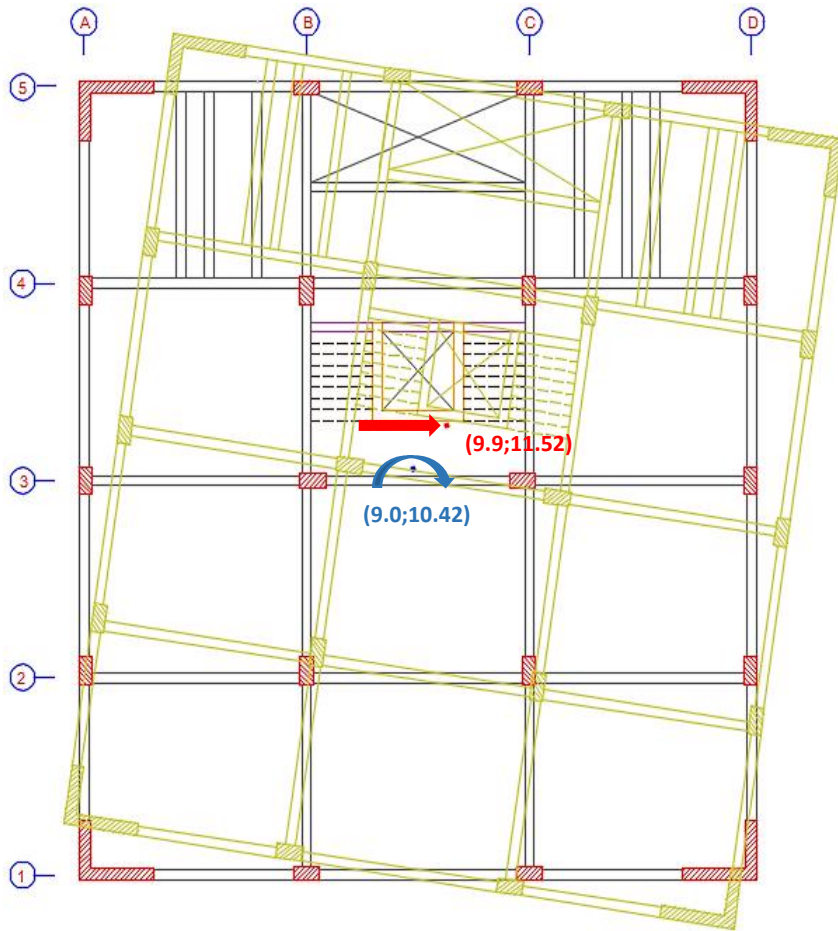
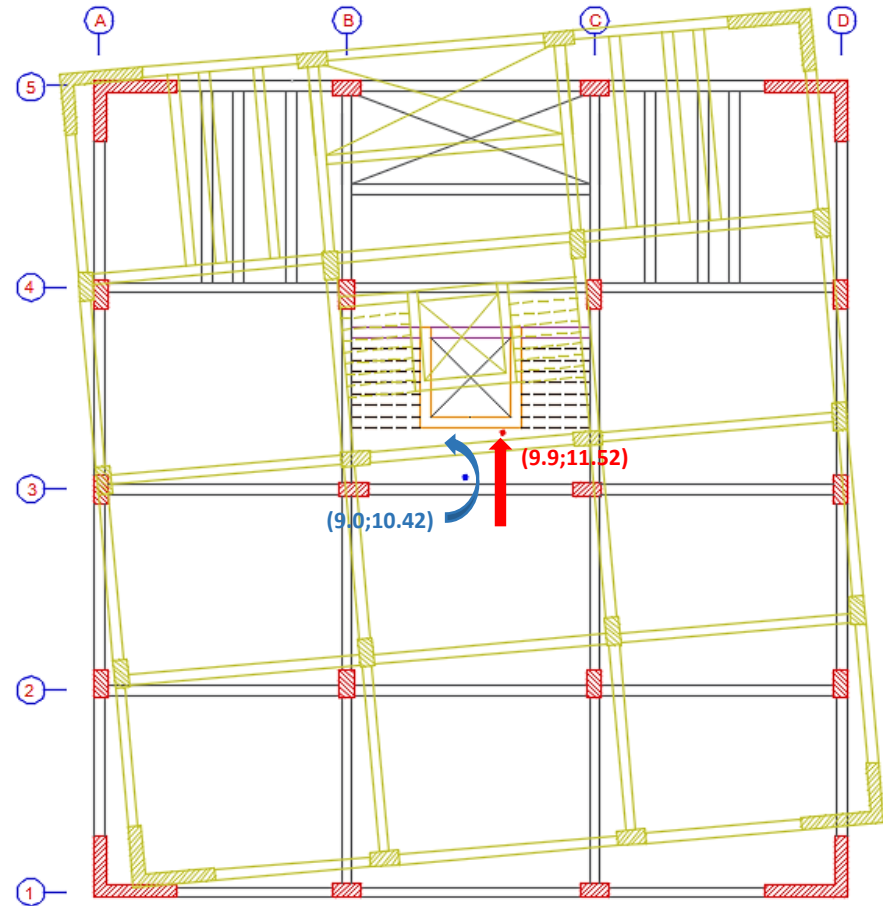


Figura 61: Excentricidad real y accidental de la estructura en la dirección Y



5.3.6. ANÁLISIS MODAL

Se consideran tres grados de libertad por piso, teniendo 12 modos de vibración en total. De acuerdo a la Norma E.030 (2018), en cada dirección de análisis se considerarán los modos cuya suma de masas participativas sea mayor o igual al 90%, pero mínimamente se tomarán los tres primeros modos. Los resultados que se presentan en la Tabla 45: se obtuvieron del software ETABS 16.2.

Tabla 45.: Análisis Modal

Case	Mode	Periodo (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.533	0.620	0.119	0.620	0.119
Modal	2	0.520	0.130	0.649	0.750	0.768
Modal	3	0.401	0.020	0.018	0.770	0.785
Modal	4	0.135	0.002	0.141	0.772	0.926
Modal	5	0.125	0.153	0.003	0.925	0.929
Modal	6	0.103	0.008	0.003	0.934	0.932
Modal	7	0.060	0.000	0.046	0.934	0.978
Modal	8	0.055	0.044	0.001	0.978	0.979
Modal	9	0.046	0.004	0.001	0.981	0.980
Modal	10	0.037	0.000	0.016	0.982	0.996
Modal	11	0.034	0.014	0.001	0.996	0.996
Modal	12	0.028	0.001	0.000	0.997	0.996
Modal	13	0.027	0.000	0.003	0.997	1.000
Modal	14	0.026	0.003	0.000	1.000	1.000
Modal	15	0.021	0.000	0.000	1.000	1.000

5.3.7. ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

5.3.7.1. Fuerza Cortante en la Base

De acuerdo a la Norma E.030 (2018), la fuerza cortante estática en la base se determina a partir de la siguiente expresión: $V_{\text{estático}} = (ZUCS/R) \times \text{Peso Sismico}$. La Tabla 46: resume el cálculo de la fuerza cortante basal.

Tabla 46: Fuerza cortante estática en la base en la dirección X y Y

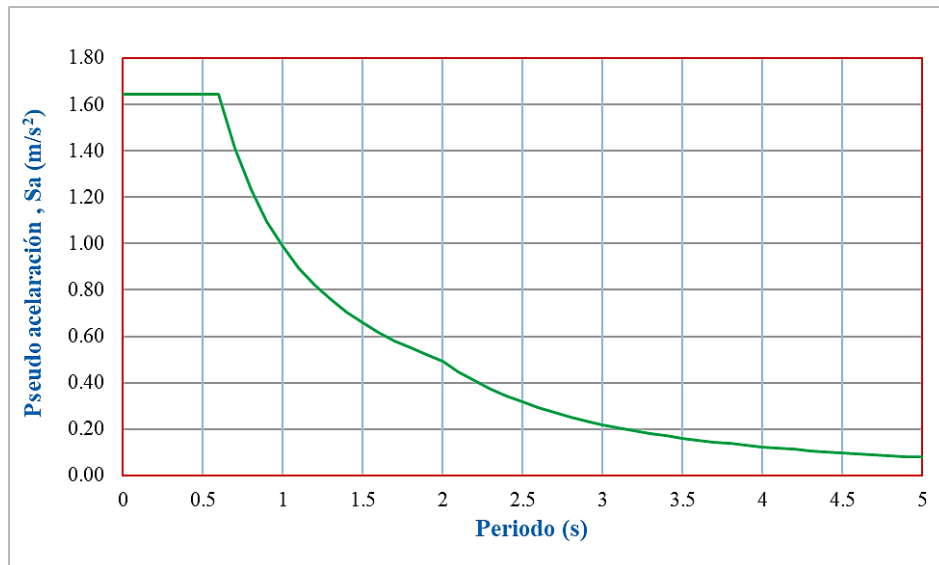
Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Z (zonificación)	0.35	0.35
U (factor de uso)	1.00	1.00
S2 (factor de suelo)	1.15	1.15
C (factor de amplificación sísmica)	2.50	2.50
Ro (coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica)	6.00	7.00
Ia (factor de irregularidad en altura)	1.00	1.00
Ip (factor de irregularidad en planta)	1.00	1.00
R (coeficiente de reducción de fuerza sísmica)	6.00	7.00
C/R \geq 0.125	0.417	0.357
ZUCS/R	0.17	0.14
Peso Sísmico (Ton)	1771.85	1771.85
V estático basal (Ton)	297.15	254.70

5.3.8. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

5.3.8.1. Espectro Inelástico de Pseudo – Aceleraciones

El espectro inelástico de pseudo aceleraciones está definido por la Norma E.030 (2018) como $S_a = (ZUCS/R) \times g$, y la Figura 62: esquematiza dicha expresión.

Figura 62: Espectro de pseudo aceleraciones inelásticas



5.3.8.2. Fuerza Cortante Dinámica en X y Y

Considerando la excentricidad accidental determinada en el punto 5.3, el espectro inelástico de pseudo aceleraciones y las masas por piso, se calcula la fuerza que actúa en el centro de masas de cada nivel, tal como lo establece la Norma E.030 (2018). La Tabla 47: presenta los resultados obtenidos del software ETABS 16.2.

Tabla 47: Fuerzas cortantes dinámicas por piso en dirección XX y YY

Nivel	V dinámico X (Ton)	V dinámico Y (Ton)
Quinto nivel	72.21	61.63
Cuarto nivel	136.07	117.31
Tercer nivel	181.76	158.19
Segundo nivel	212.10	185.38
Primer nivel	227.10	198.60

5.4. DISTORSIÓN DE ENTREPISOS

En función de la Norma E.030 (2018), el cálculo de los desplazamientos laterales se calcula multiplicando los resultados del análisis lineal elástico por 0.75R y 0.85R, para estructuras regulares e irregulares, respectivamente

Por otra parte, la Tabla 11 de la Norma E.030 (2018) limita la distorsión de entrepiso en función del material predominante empleado en la edificación, siendo 0.007 para el concreto armado. Los resultados de las distorsiones de entrepiso se presentan en la Tabla 48:: y

Tabla 49:, y la Figura 63: y Figura 64: presentan los mayores desplazamientos.

Tabla 48: Deriva de entrepiso en la dirección X

Nivel	Altura (m)	Dirección X		
		Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Deriva
Quinto nivel	3.15	0.018431	0.003741	0.00534
Cuarto nivel	3.15	0.014690	0.004102	0.00586
Tercer nivel	3.15	0.010588	0.004212	0.00602
Segundo nivel	3.15	0.006376	0.003803	0.00543
Primer nivel	3.15	0.002573	0.002573	0.00368

Figura 63: Desplazamiento máximo en la dirección X

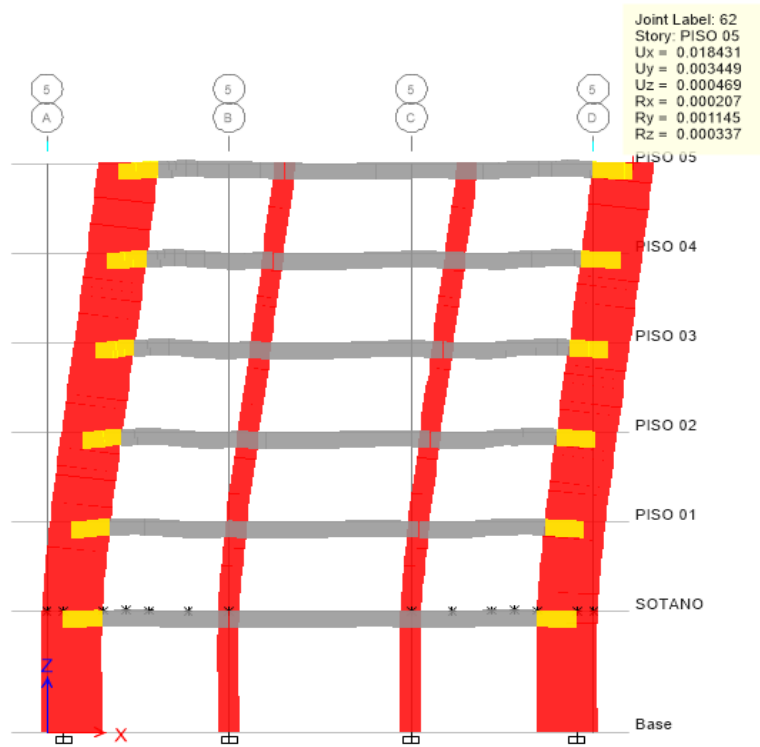
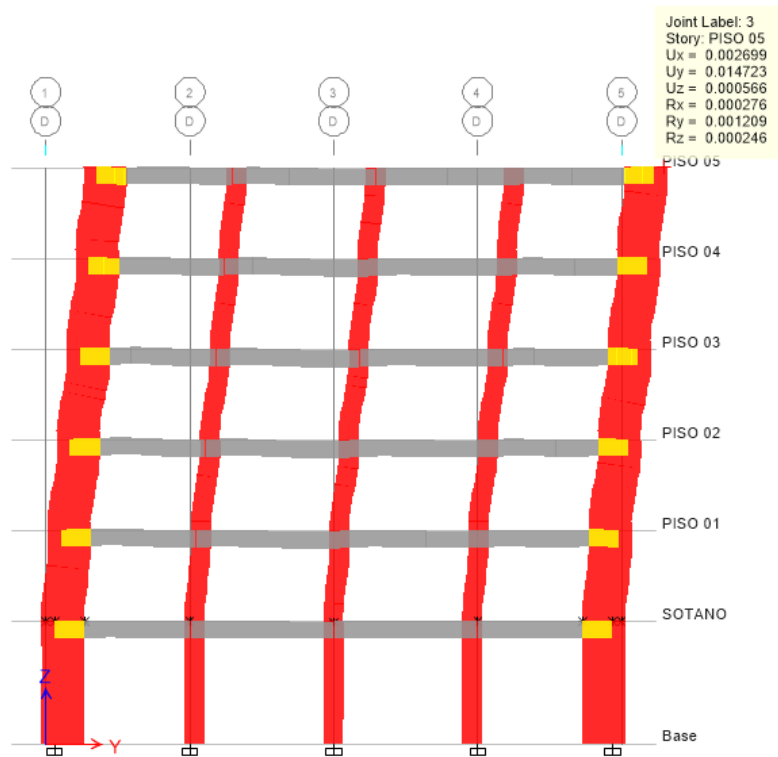


Tabla 49: Deriva de entrespiso en la dirección Y

Nivel	Altura (m)	Dirección Y		Deriva
		Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	
Quinto nivel	3.15	0.014723	0.002697	0.00450
Cuarto nivel	3.15	0.012026	0.003150	0.00525
Tercer nivel	3.15	0.008876	0.003430	0.00572
Segundo nivel	3.15	0.005446	0.003233	0.00539
Primer nivel	3.15	0.002213	0.002213	0.00369

Figura 64.: Desplazamiento máximo en la dirección Y



De la Tabla 48:: y

Tabla 49: se observa que las derivas máximas en la dirección X y Y son menores a la deriva máxima permitida de 0.007.

5.5. FACTORES DE IRREGULARIDAD

La Norma E.030 (2018), establece factores de irregularidad en altura y planta, cuyo cálculo y valor se establecen en su Tabla 8 y Tabla 9, respectivamente.

5.5.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

5.5.1.1. Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Figura 65. Irregularidad por rigidez – Piso blando, Norma E.030 (2018)

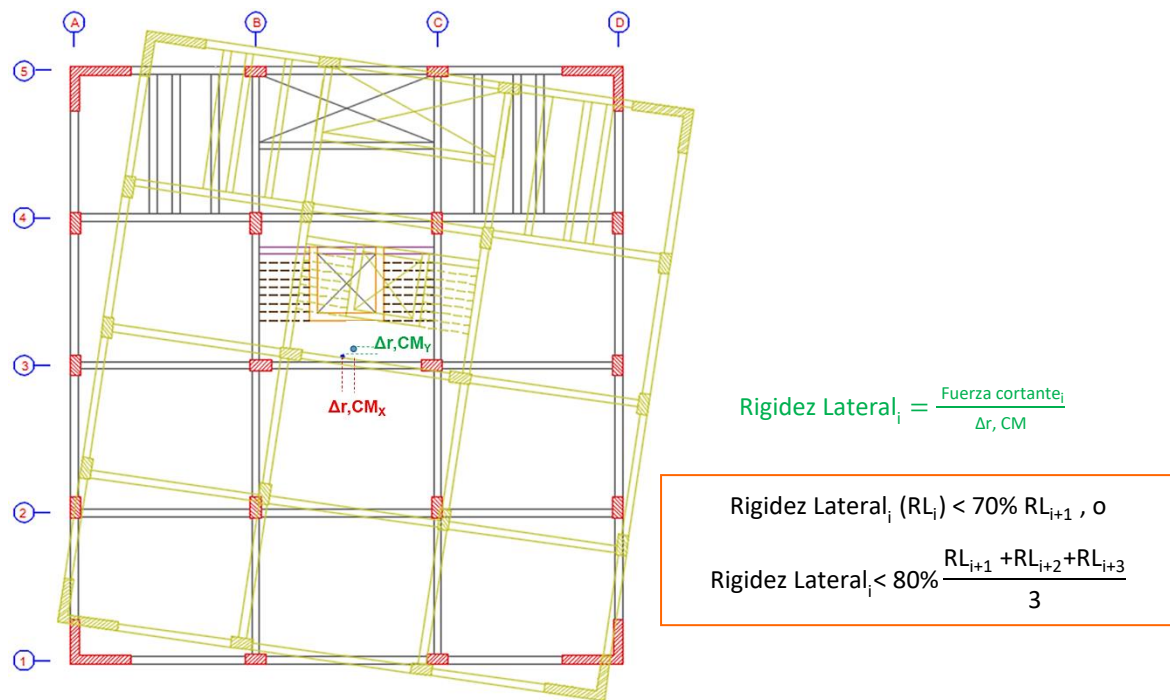


Tabla 50. Irregularidad de rigidez en la dirección X

Nivel	Fuerza cortante (Ton)	Desplazamiento relativo del centro de masas (m)	Rigidez Lateral (Ton/m)	Límite mínimo 70%	Límite mínimo 80%
PISO 05	72.213	0.003173	22758.59		
PISO 04	136.068	0.00356	38221.26	167.9%	
PISO 03	181.757	0.003632	50043.25	130.9%	
PISO 02	212.095	0.003264	64980.12	129.8%	175.6%
PISO 01	227.099	0.002203	103086.11	158.6%	201.8%

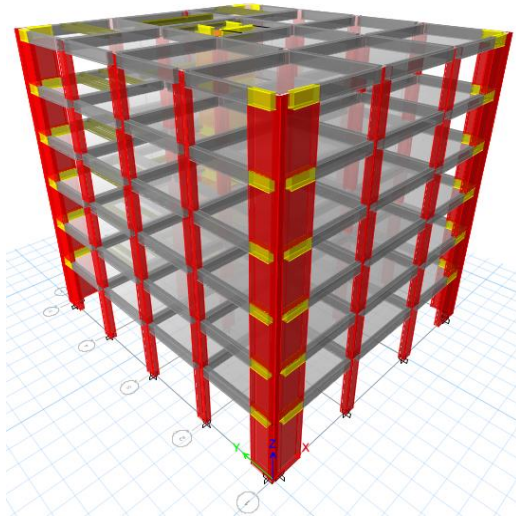
Tabla 51. Irregularidad de rigidez en la dirección Y

Nivel	Fuerza cortante (Ton)	Desplazamiento relativo del centro de masas (m)	Rigidez Lateral (Ton/m)	Límite mínimo 70%	Límite mínimo 80%
PISO 05	61.633	0.002388	25809.59		
PISO 04	117.310	0.002789	42061.71	163.0%	
PISO 03	158.187	0.003036	52103.62	123.9%	
PISO 02	185.382	0.002862	64773.52	124.3%	162.0%
PISO 01	198.599	0.001959	101377.79	156.5%	191.4%

Los resultados de la Tabla 50 y Tabla 51 no exceden los límites máximos establecidos según la Norma E.030 (2018), por tanto, la edificación no presenta irregularidad de rigidez.

5.5.1.2. Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

Figura 66.: Irregularidad por resistencia – Piso débil



$$\left(\frac{A_i}{A_{i+1}}\right)\left(\frac{h_{i+1}}{h_i}\right) < 0.80$$

Tabla 52.: Irregularidad de resistencia en la dirección X

Nivel	Altura (m)	Dirección X	
		Área resistente a corte (m ²)	Verificación
Primer nivel	3.15	3.87	
Segundo nivel	3.15	3.87	1.00
Tercer nivel	3.15	3.87	1.00
Cuarto nivel	3.15	3.87	1.00
Quinto nivel	3.15	3.87	1.00

Tabla 53: Irregularidad de resistencia en la dirección Y

Nivel	Altura (m)	Dirección Y	
		Área resistente a corte (m ²)	Verificación
Primer nivel	3.15	4.25	
Segundo nivel	3.15	4.25	1.00
Tercer nivel	3.15	4.25	1.00
Cuarto nivel	3.15	4.25	1.00
Quinto nivel	3.15	4.25	1.00

Los resultados plasmados en la Tabla 52: y Tabla 53: demuestran que no se tienen resultados por debajo del límite mínimo establecido por la Norma E.030 (2018), por tanto, la edificación no presenta irregularidad de resistencia.

5.5.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

5.5.2.1. Irregularidad Torsional

Figura 67.: Irregularidad torsional

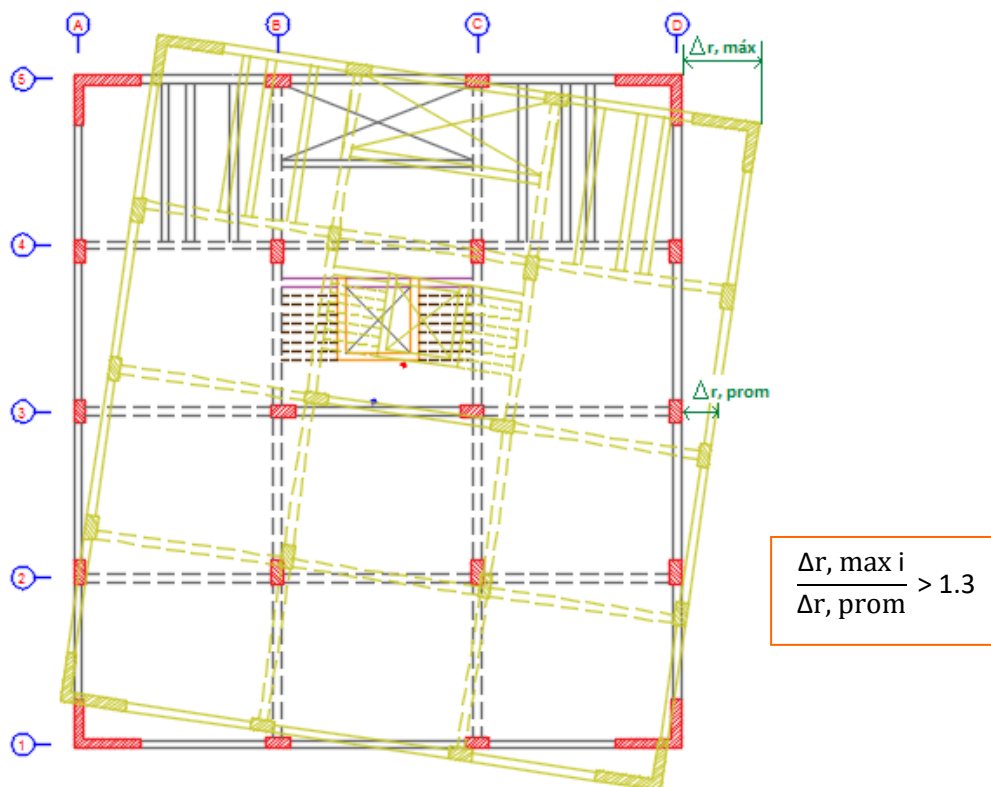


Tabla 54:. Irregularidad torsional en la dirección X

Nivel	Dirección X				Verificación
	Desplazamiento de entrepiso (m)	Desplazamiento relativo de entrepiso (m)	Desplazamiento promedio (m)	Desplazamiento relativo promedio (m)	
Quinto nivel	0.018431	0.003741	0.015595	0.003201	1.169
Cuarto nivel	0.014690	0.004102	0.012394	0.003487	1.177
Tercer nivel	0.010588	0.004212	0.008907	0.003556	1.184
Segundo nivel	0.006376	0.003803	0.005351	0.003195	1.190
Primer nivel	0.002573	0.002573	0.002157	0.002157	1.193

Tabla 55:. Irregularidad torsional en la dirección Y

Nivel	Dirección Y				Verificación
	Desplazamiento de entrepiso (m)	Desplazamiento relativo de entrepiso (m)	Desplazamiento promedio (m)	Desplazamiento relativo promedio (m)	
Quinto nivel	0.014723	0.002697	0.013034	0.002367	1.139
Cuarto nivel	0.012026	0.003150	0.010646	0.002763	1.140
Tercer nivel	0.008876	0.003430	0.007857	0.003009	1.140
Segundo nivel	0.005446	0.003233	0.004821	0.002836	1.140
Primer nivel	0.002213	0.002213	0.001959	0.001941	1.140

De acuerdo a la Tabla 54: y Tabla 55: se observa que los resultados no exceden el límite máximo establecido por Norma E.030 (2018), en ambas direcciones de análisis, entonces, la edificación no presenta irregularidad torsional.

Finalmente la Tabla 56: y Tabla 57: resumen las irregularidades en altura y planta con sus respectivos factores de irregularidad, en la dirección X y Y, determinándose que la edificación es regular.

Tabla 56: Factores de irregularidad en altura y planta, dirección X

Dirección X			
Irregularidades en altura	Factor	Irregularidades en planta	Factor
Irregularidad de rigidez	1.00	Irregularidad torsional	1.00
Irregularidad de resistencia	1.00	Esquinas entrantes	1.00
Irregularidad de masa	1.00	Diafragma	1.00
Irregularidad geométrica vertical	1.00	Sistemas no paralelos	1.00
Discontinuidad de sistemas	1.00		
la	1.00	lp	1.00

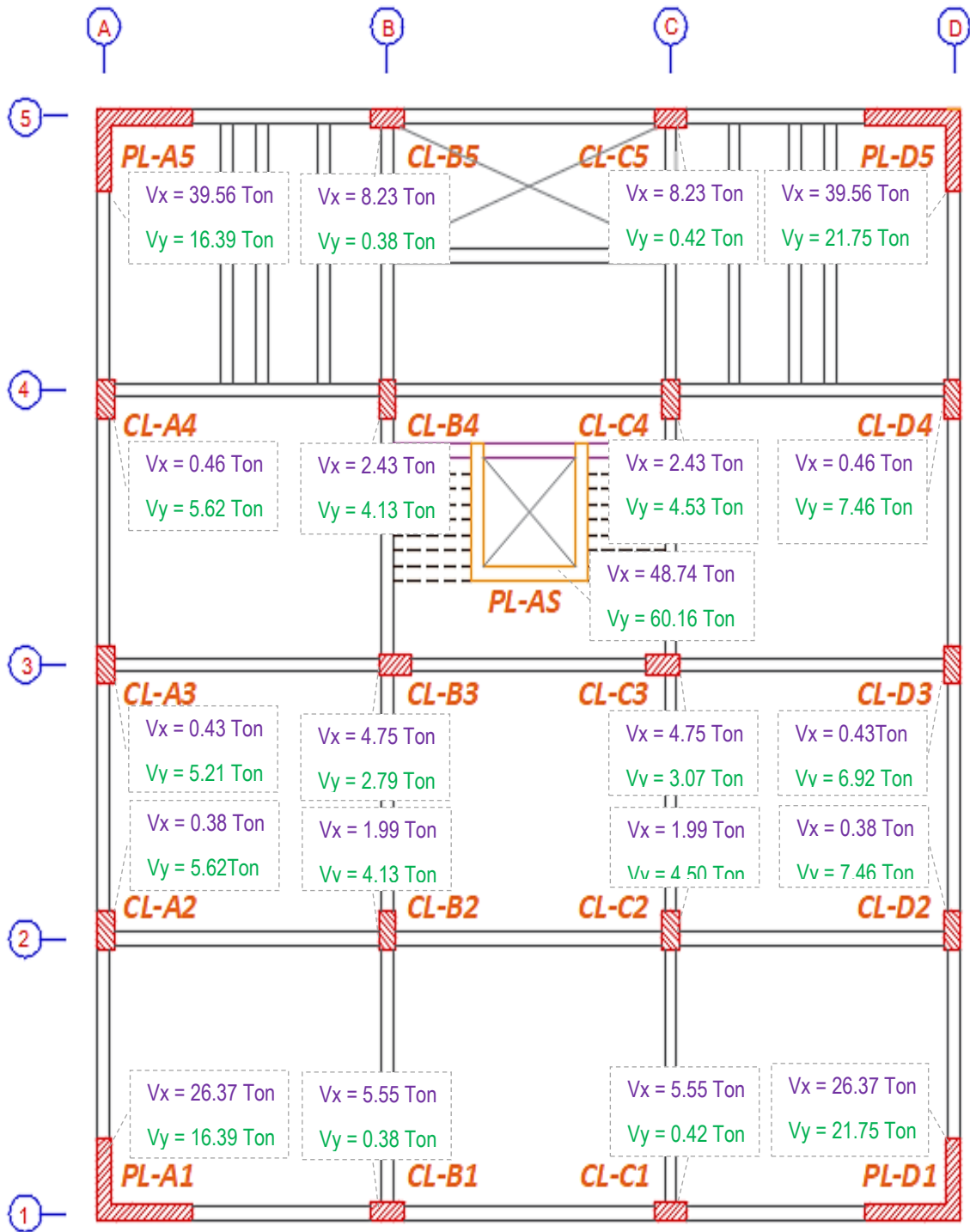
Tabla 57: Factores de irregularidad en altura y planta, dirección Y

Dirección Y			
Irregularidades en altura	Factor	Irregularidades en planta	Factor
Irregularidad de rigidez	1.00	Irregularidad torsional	1.00
Irregularidad de resistencia	1.00	Esquinas entrantes	1.00
Irregularidad de masa	1.00	Diafragma	1.00
Irregularidad geométrica vertical	1.00	Sistemas no paralelos	1.00
Discontinuidad de sistemas	1.00		
la	1.00	lp	1.00

5.6. SISTEMA ESTRUCTURAL

La Norma E.030 (2018), define el sistema de Muros Estructurales, sistema estructural planteado en la tesis, como aquel en el que por lo menos el 70% de la fuerza cortante sísmica en la base es resistida por los muros estructurales. La Figura 68: presenta los porcentajes de fuerza cortante sísmica que resisten las columnas y muros de corte, en la dirección X y Y.

Figura 68.: Distribución de fuerza cortante sísmica en columnas y placas, dirección X y Y



V basal X = 229.01 Ton (100%)
 V columnas = 48.42 (21.14%)
 V placas = 180.59 (78.86%)

V basal Y = 199.48 Ton (100%)
 V columnas = 62.62 (31.39%)
 V placas = 136.45 (68.40%)

De la Figura 68: se observa que el porcentaje de fuerza cortante que resisten los muros de corte en la Dirección X es de 78.86% y en la Dirección Y de 68.40%, por lo tanto, el tipo de sistema estructural es de Muros estructurales y Dual Tipo I, respectivamente.

5.7. FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

De acuerdo a la Norma E.030 (2018), la fuerza cortante mínima en la base no puede ser menor al 80% de la cortante estática para estructuras regulares, ni menor al 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario, se deberán escalar proporcionalmente todos los resultados, excepto los desplazamientos.

La Tabla 58: especifica la fuerza cortante mínima y el factor de escalamiento a emplear para el escalamiento de resultados, en la dirección X y Y.

Tabla 58:. Fuerza cortante mínima en la base en la dirección X y Y

	Dirección X	Dirección Y
V estática (Ton)	297.15	254.70
80%V estática (Ton) (Estructura Regular)	237.72	203.76
V dinámica (Ton)	227.10	198.60
Factor de escalamiento	1.0468	1.0260

CAPÍTULO VI

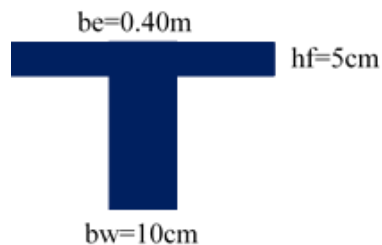
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.1. DISEÑO DE LOSAS

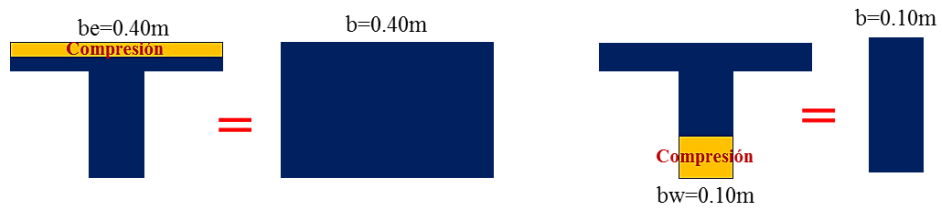
6.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

A continuación, se presenta algunas consideraciones para el diseño de losas aligeradas.

- a. La sección de una vigueta presenta la siguiente característica.



- b. Las losas aligeradas son elementos que solo soportan cargas de gravedad, por lo cual han sido diseñadas para una sola combinación de carga: 1.4CM + 1.7CV.
- c. El procedimiento de diseño se realiza tal cual como una viga de sección T. Para lo cual se presentará dos casos, cuando el ala esté comprimida, la sección a diseñar será rectangular de ancho $b_e = 0.40\text{m}$, y cuando el alma este comprimida, la sección a diseñar será rectangular de ancho $b_w = 0.10\text{m}$.



- d. El concreto a emplear es de una resistencia a la compresión de $f'c=210\text{kg/cm}^2$, y el esfuerzo de fluencia del acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.
- e. El área de acero mínimo para una losa aligerada, dependiendo de su espesor:

Peralte (h) m	Peralte efectivo (d) m	As^+ min (cm ²)	As^- min (cm ²)
0.17	0.14	0.34	0.91
0.20	0.17	0.41	1.01
0.25	0.22	0.53	1.15
0.30	0.27	0.65	1.28

En la tabla anterior vemos que el área de acero mínimo negativo es aproximadamente el doble que el área de acero mínimo positivo. (Ottazzi, 2011).

- No es necesario satisfacer el acero mínimo, si se coloca el 1.3 As requerido por el cálculo. (E060 – capítulo 10.5.3).
- El área de acero máximo es el 75% del área de acero calculado por la cuantía balanceada. Esto para evitar una falla frágil y obtener una falla dúctil.
- Según la Norma E-060, para evitar el cálculo de deflexiones en losas aligeradas, se pre dimensiona el peralte con la siguiente relación: $L_n/21$, dando un espesor de losa $h = \frac{4.75}{21} = 0.226\text{m}$, por lo cual se utilizó un peralte $h=0.25\text{m}$.

En función de las consideraciones resumidas en el párrafo anterior, la Tabla 59: resume el diseño por flexión de la losas aligerada unidireccional.

Tabla 59:. Diseño por flexión de losa aligerada unidireccional



Mu (Ton.m)	1.30	0.77	1.10	1.45	0.58	1.56	1.40	1.97
b (cm)	40	40	40	40	10	10	10	10
h (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
d (cm)	22	22	22	22	22	22	22	22
W	0.0363	0.0213	0.0306	0.0406	0.0654	0.1924	0.1702	0.2429
P	0.0018	0.0011	0.0015	0.0020	0.0033	0.0096	0.0085	0.0127
As requerido (cm ²)	1.60	0.94	1.35	1.79	0.70	2.12	1.87	2.79
As mínimo (cm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	1.15	1.15	1.15	1.15
	2.00	1.29	2.00	2.00	0.71	2.58	2.00	3.29
As colocado (cm ²)	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø5/8"
	1ø3/8"		1ø3/8"	1ø3/8"		1ø1/2"	1ø3/8"	1ø1/2"
a (cm)	1.18	0.76	1.18	1.18				

Por último, se tiene el diseño del acero de temperatura, el cual se diseña como una losa maciza de 5 cm de espesor, en una dirección.

Parámetros	Valores
p	0.0018
e=hf (cm)	5
b (cm)	100
As Temperatura (cm ²)	0.90

Usando varilla de acero de 6 mm (As = 0.283cm²)

$$S = \frac{0.283 \text{ cm}^2}{0.90 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.31\text{m}, \quad S_{max} = \left\{ \frac{5 * e = 0.25 \text{ m}}{0.40 \text{ m}} \right\}, \quad S = 0.25 \text{ m}$$

6.1.2. DISEÑO POR CORTANTE

A continuación, se presenta algunas consideraciones para el diseño de una losa aligerada:

- En este tipo de elemento estructural, normalmente, no se usa refuerzo por corte o estribos, el concreto debe soportar el integro de la fuerza cortante. (Ottazzi, 2011)
- Para aligerados y losas nervadas que cumplan con lo dispuesto en el artículo 9.9 de la Norma E060, se permite un incremento del 10% en la fuerza resistente al corte $V_c = 1.1(0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d)$
- La cortante resistente del concreto ϕV_c debe ser mayor o igual al cortante crítico actuante por análisis Vud de la losa aligerada, si no se cumple se procede al retiro de bloquetas, esto puede ser alternado o corrido según lo requiera.

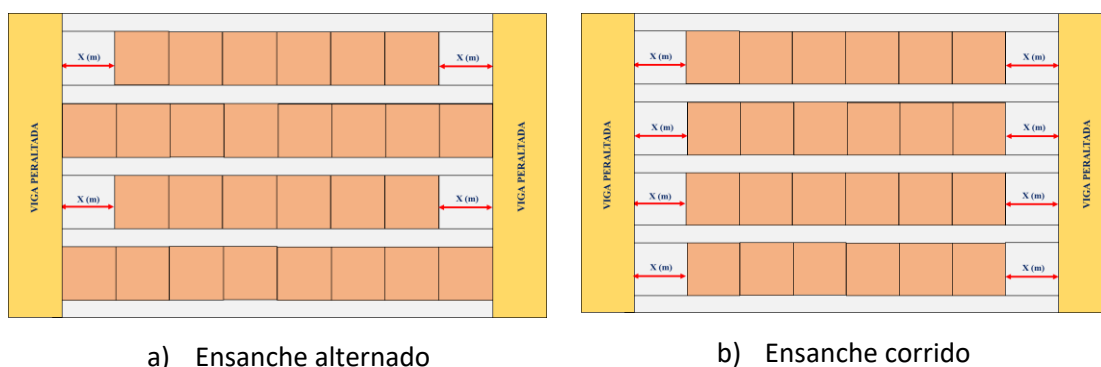


Tabla 60: Diseño por fuerza cortante de losa aligerada unidireccional

Parámetro	Valores							
Vu (Ton)	1.19	1.81	1.62	1.56	1.69	2.15	2.06	1.26
Vud (Ton)	1.05	1.66	1.48	1.42	1.55	2.01	1.92	1.12
ϕV_c (Ton)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
Ensanche de vigueta - Alternado	NO	SI	NO	NO	NO	SI	SI	NO
Distancia del retiro de bloquetas (m)	-	0.30	-	-	-	1.05	0.90	-

6.2. DISEÑO DE VIGAS

En este ítem se verá el diseño por flexión y por cortante de una viga rectangular esbelta, perteneciente a un sistema estructural de muros estructurales y dual tipo I.

A modo de ejemplo se consideran las vigas más cargadas, frente a cargas de gravedad y de sismo, siendo estas V4-AB (sótano) y V5-AB (tercer piso), respectivamente. Se considera un $f'c$ de 210 kg/cm² y f_y de 4200 kg/cm².

6.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se tendrá algunas consideraciones:

- Se eligió a las vigas que están sometidas a mayor esfuerzo, tanto una viga donde predomina las cargas de sismo, y otra donde predomina las cargas de gravedad.
- Las vigas a diseñar son esbeltas, ya que cumplen la relación $\frac{Ln}{h} \geq 4$.
- Deberá existir por lo menos dos barras en la cara inferior y en la superior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara.
- La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Figura 69: Envolvente de momentos V4 – AB

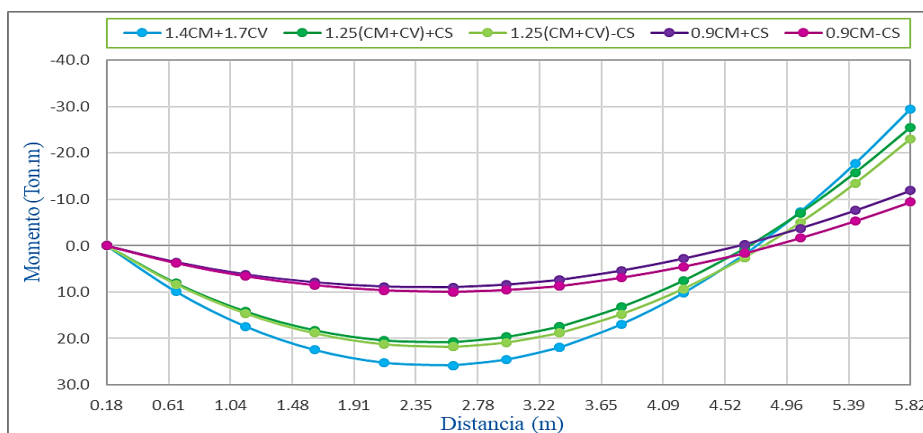


Tabla 61: Diseño por flexión, viga V4 – AB

Mu (Ton.m)	0.00	25.81	-29.49
b (cm)	30	30	30
h (cm)	60	60	60
d (cm)	54	52	52
w	0.0000	0.1896	0.2213
p	0.0000	0.0095	0.0111
As requerido (cm ²)	0.00	14.79	17.26
As mínimo (cm ²)	3.91	3.91	3.91
	5.68	15.36	19.36
As col (cm ²)	2ø3/4"	4ø3/4"	4ø3/4"
		2ø5/8"	4ø5/8"

Figura 70:. Envoltura de momentos V5 – AB

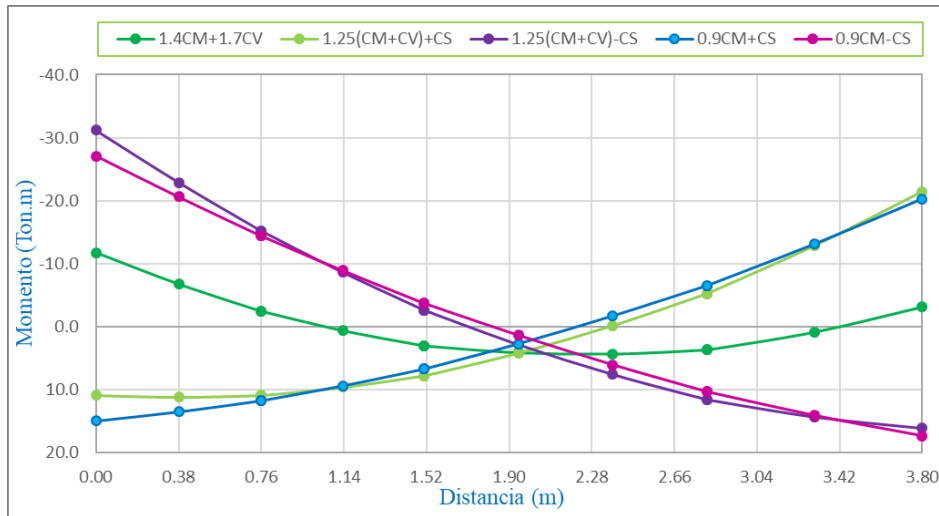


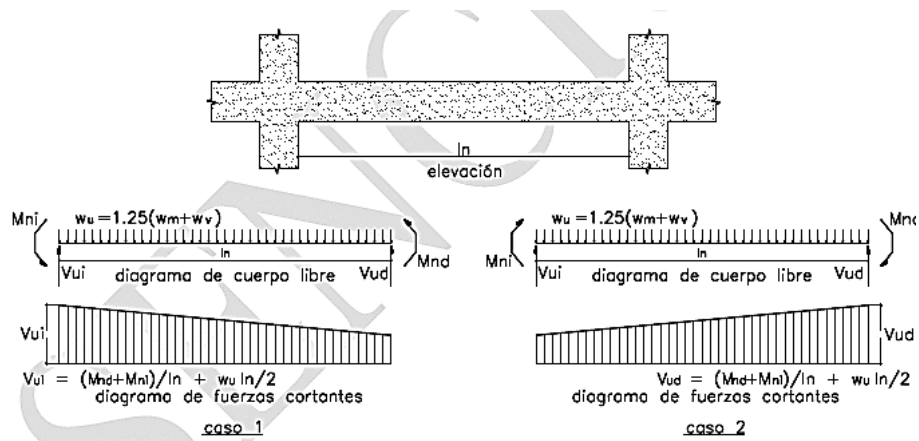
Tabla 62: Diseño por flexión, viga V5 – AB

Mu (Ton.m)	-31.18	14.97	-21.47	17.306	4.17
b (cm)	30	30	30	30	30
h (cm)	60	60	60	60	60
d (cm)	52	54	52	54	54
W	0.2364	0.0960	0.1541	0.1121	0.0256
P	0.0118	0.0048	0.0077	0.0056	0.0013
As requerido (cm ²)	18.44	7.78	12.02	9.08	2.08
As mínimo (cm ²)	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
	19.36	9.68	13.68	9.68	5.68
As col (cm ²)	4ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
	4ø5/8"	2ø5/8"	4ø5/8"	2ø5/8"	

6.2.2. DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por fuerza de vigas sismo resistentes pertenecientes al sistema de muros estructurales y dual tipo I, se efectúan en función del artículo 21.4.3 de la Norma E.060 (2009). El mismo que indica que la fuerza cortante de diseño no puede ser menor al menor obtenido en función de la capacidad instalada a flexión (ver Figura 71:)y la obtenida de la combinación de cargas con un factor de amplificación de 2.5 para carga de sismo.

Figura 71: Fuerza cortante de diseño en vigas sismo resistentes



Nota. Tomado de la Norma E.060, "Concreto Armado". Perú, 2009

La Figura 72: y Figura 73: muestra la envolvente de fuerzas cortante de las vigas a diseñar, y la Tabla 63: y

Tabla 64: resume el diseño por fuerza cortante de las mismas.

Figura 72: Envolvente de cortantes V4 – AB

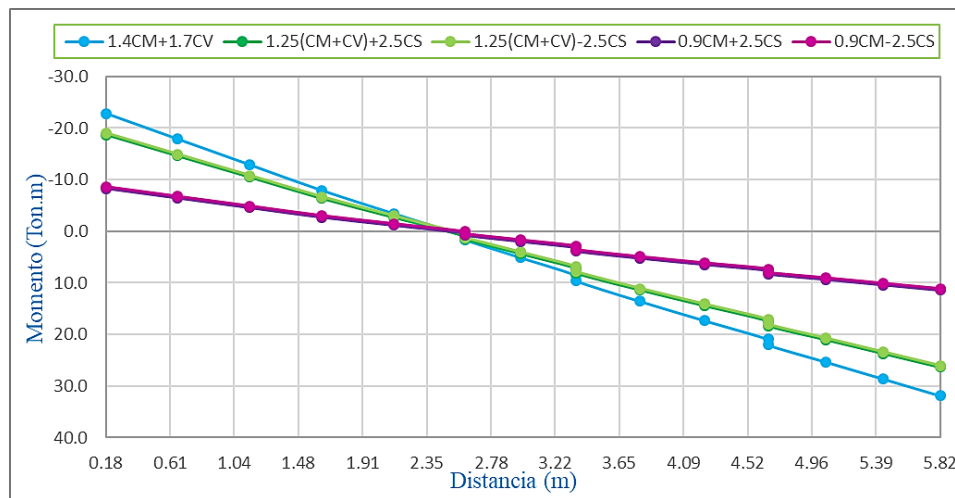


Tabla 63: Diseño por cortante, viga V4 – AB

V4-AB	Izquierda		Derecha	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
Cargas de gravedad	18.85		26.22	
Cargas de sismo	8.49		8.49	
Vu (Ton)	27.35	22.83	34.71	31.89
ϕV_c (Ton)	10.18		10.18	
Vs (Ton)	14.88		25.54	
Vs max	47.47		47.47	
S req (cm)	20.00		10.00	
S max (cm)	30.00		30.00	
	25.00		12.50	
S zona de confinamiento (cm)	15.00		15.00	
	17.50		17.50	

	22.50	22.50
	30.00	30.00
S zona central (cm)	25.00	25.00
S min (cm)	55.00	55.00

Figura 73:. Envoltorio de cortantes V5 – AB

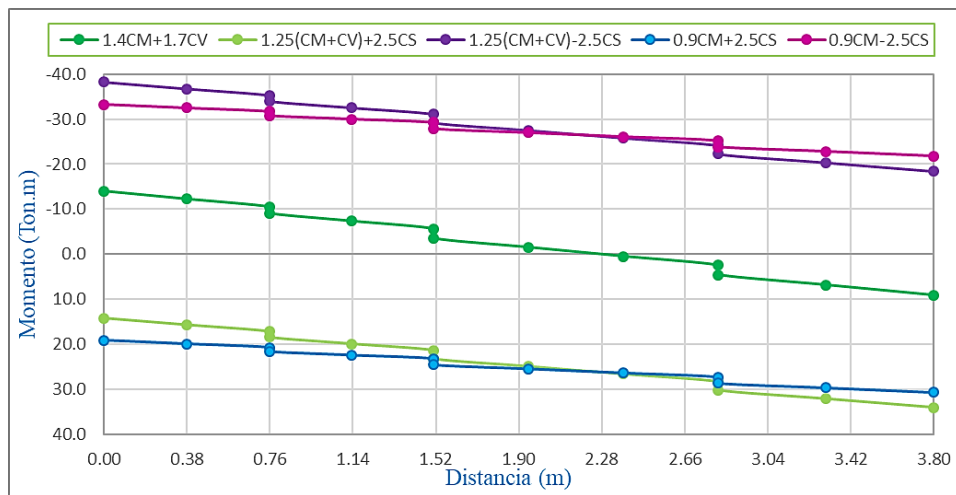


Tabla 64:. Diseño por cortante, viga V5 – AB

V5-AB	Izquierda		Derecha	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
Cargas de gravedad	12.00		7.82	
Cargas de sismo	16.55		16.55	
Vu (Ton)	28.55	38.21	24.37	21.76
∅Vc (Ton)	10.18		10.18	
Vs (Ton)	21.61		13.62	
Vs max	47.47		47.47	
S req (cm)	12.50		22.50	
S max (cm)	30.00		30.00	
	25.00		25.00	
S zona de confinamiento (cm)	15.00		15.00	
	17.50		17.50	

	22.50	22.50
	30.00	30.00
S zona central (cm)	25.00	25.00
S min (cm)	55.00	55.00

6.3. DISEÑO DE COLUMNAS

La Tabla 65: presenta las cargas en estado de servicio de la columna B3, en la dirección X y Y. Así mismo, se considera un $f'c$ de 280 kg/cm² y f_y de 4200 kg/cm². El diseño se efectúa considerando las recomendaciones del artículo 21.4 de la Norma E.060 (2009).

Tabla 65: Estados de carga de columna B3 (sótano)

CL-B3	Dirección X			Dirección Y		
	Ps (Ton)	Ms (Ton.m)	Vs (Ton)	Ps (Ton)	Ms (Ton.m)	Vs (Ton)
CM	140.06	0.43	0.31	140.06	-0.09	-0.06
CV	62.51	0.77	0.56	62.51	0.02	0.01
CS	-14.98	-2.51	-1.84	1.63	-0.24	-0.17

6.3.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

A continuación, se presenta el diseño por flexión, el cual consiste en obtener el diagrama de interacción de la columna en mención en la dirección X y Y, la cual debe englobar los estados de carga propios de cada dirección. La Figura 75: y Figura 76: esquematizan los diagramas de interacción mencionados y se demuestra que los estados de carga se encuentran dentro de la curva de diseño.

Figura 74.: Detalle de sección de la columna B3 (0.35x0.70m)

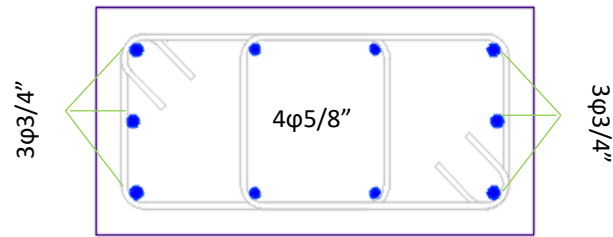


Figura 75.: Diagrama de interacción – Dirección X

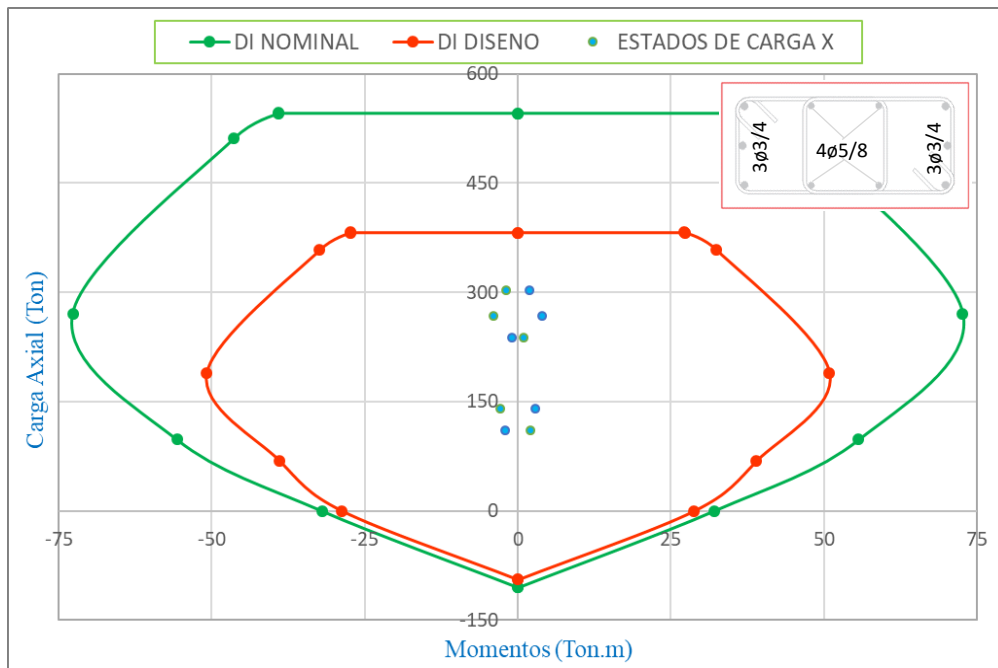
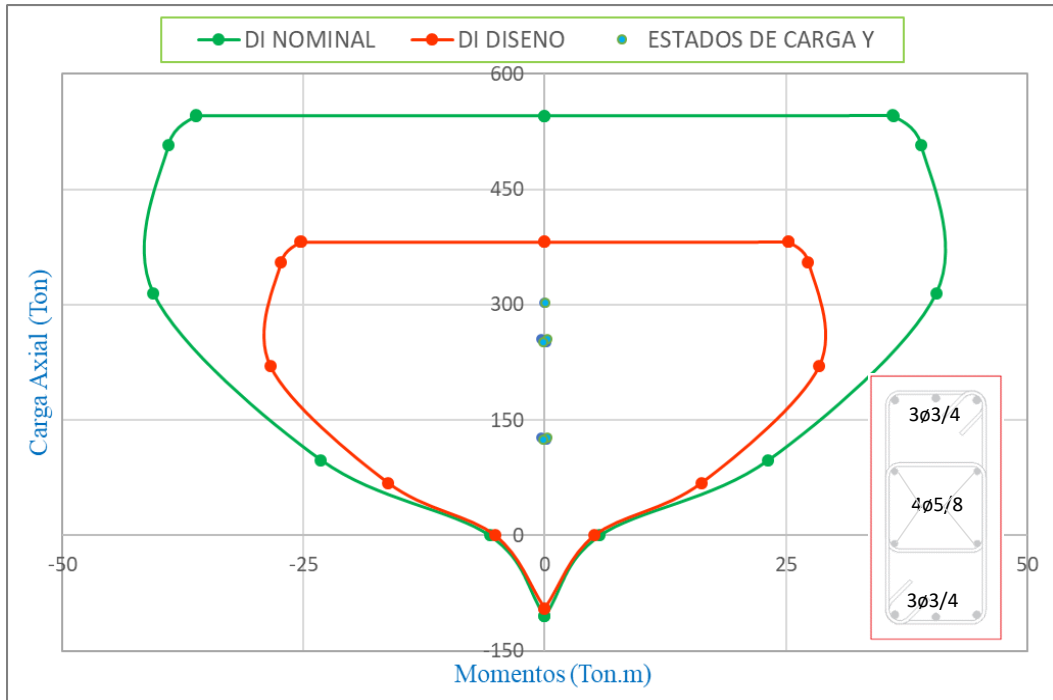


Figura 76: Diagrama de interacción – Dirección Y



6.3.1. DISEÑO POR CORTANTE

Figura 77:. Diagrama de fuerzas cortantes - Dirección X

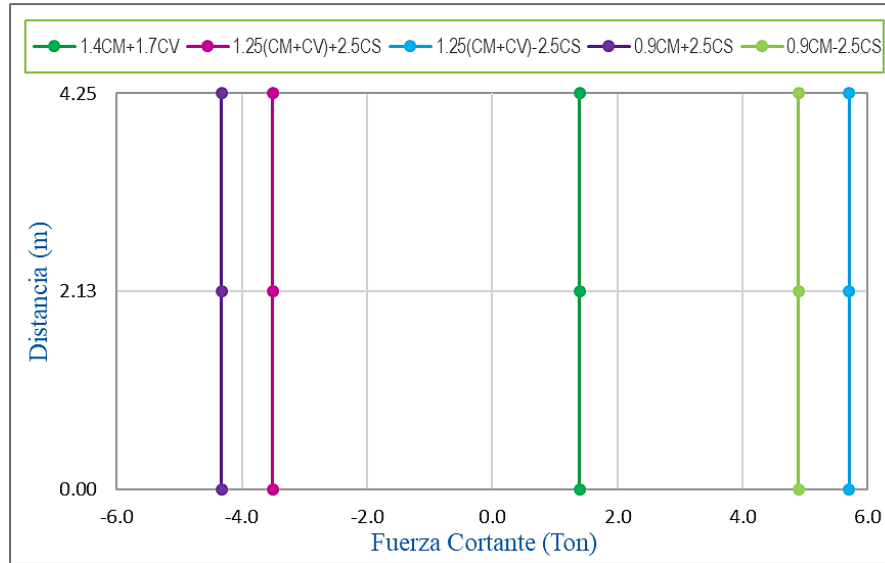


Tabla 66:. Diseño por resistencia

	Pu (Ton)	Vu (Ton)	ϕVc (Ton)	Vs (Ton)	S req (m)
1.4CM+1.7CV	302.36	1.40	31.77	-	0.30
1.25(CM+CV)+2.5CS	215.77	3.51	27.51	-	0.30
1.25(CM+CV)-2.5CS	290.66	5.70	31.20	-	0.30
0.9CM+2.5CS	88.60	4.32	21.25	-	0.30
0.9CM-2.5CS	163.50	4.89	24.93	-	0.30

Figura 78:. Diagrama de interacción – Dirección X

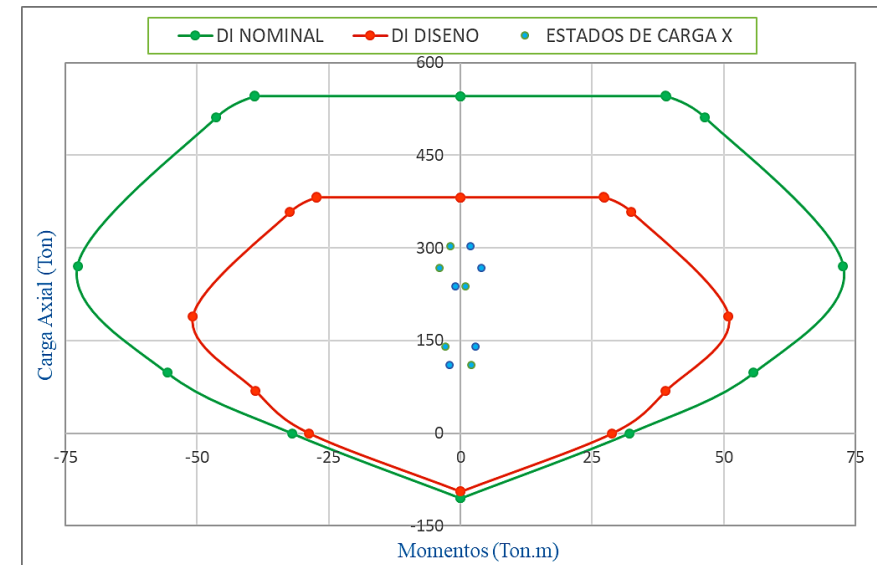


Tabla 67: Diseño por capacidad

	Pu	Mn	Vu	ϕVc	Vs	S req
	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(m)
1.4CM+1.7CV	302.36	71.02	33.42	31.77	1.94	1.96
1.25(CM+CV)+CS	238.24	71.57	33.68	28.61	5.96	0.64
1.25(CM+CV)-CS	268.19	72.63	34.18	30.09	4.81	0.79
0.9CM+CS	111.07	58.08	27.33	22.35	5.85	0.65
0.9CM-CS	141.03	62.91	29.61	23.83	6.80	0.56

De la

Tabla 66: y

Tabla 67: y de las recomendaciones del artículo 21.4.5 de la Norma E.060 (2009), se determina una longitud de confinamiento $L_o = 0.75$ m con estribos $3/8 @ 0.10$, zona central de 2.75 m con estribos $3/8 @ 0.30$, y zona de nudos con estribos $3/8 @ 0.15$.

6.4. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

6.4.1. DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN

El diseño de los muros de corte o placas, obedecen las disposiciones del artículo 21.9 de la Norma E.060 (2009). La Tabla 68: presentan los estados de carga de la placa PL – D5 y la Figura 79: y

Figura 80: ilustran el diagrama de interacción de las mismas, en la dirección X y Y respectivamente, donde se observa que los estados de carga se encuentran dentro de la curva de diseño. Así mismo, se considera un $f'c$ de 210 kg/cm^2 y f_y de 4200 kg/cm^2 .

Tabla 68:. Estados de carga de servicio en primer piso, PL – D5

	Dirección X			Dirección Y		
	CM	CV	CS	CM	CV	CS
Ps (Ton)	101.17	18.78	46.35	101.17	18.78	38.13
Ms (Ton.m)	8.39	3.29	215.51	3.88	1.28	95.23
Vs (Ton)	5.28	1.71	41.41	1.72	0.52	22.32

La Tabla 69: resume el diseño de la placa PL – D5, determinándose núcleos confinados en la dirección X de 0.60 m y de 1.50 m en la dirección Y, tal como se presenta en la Figura 81:, los aceros de los núcleos se encuentran confinados por estribos de $3/8 @ 0.10$ m, distribuidos en una altura de 2 m y el resto $@ 0.25$ m.

Figura 79:. Diagrama de interacción en la dirección X, PL – D5

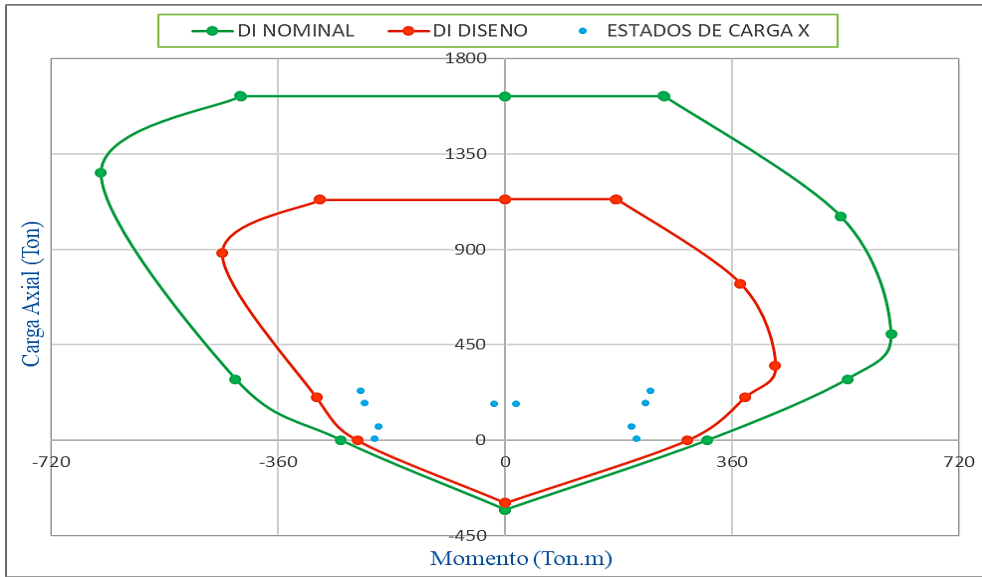


Figura 80.: Diagrama de interacción en la dirección Y, PL – D5

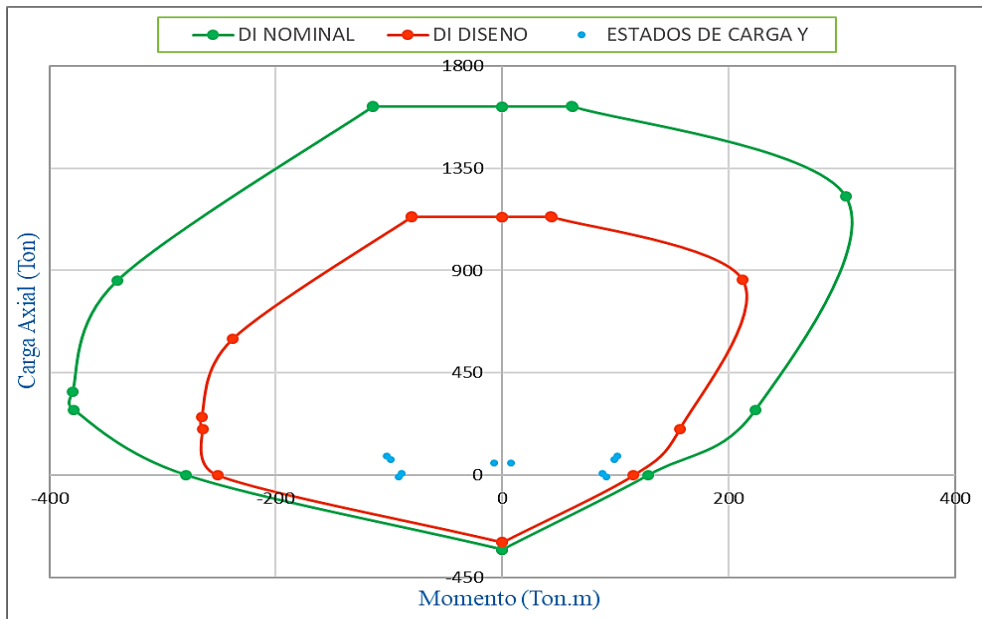
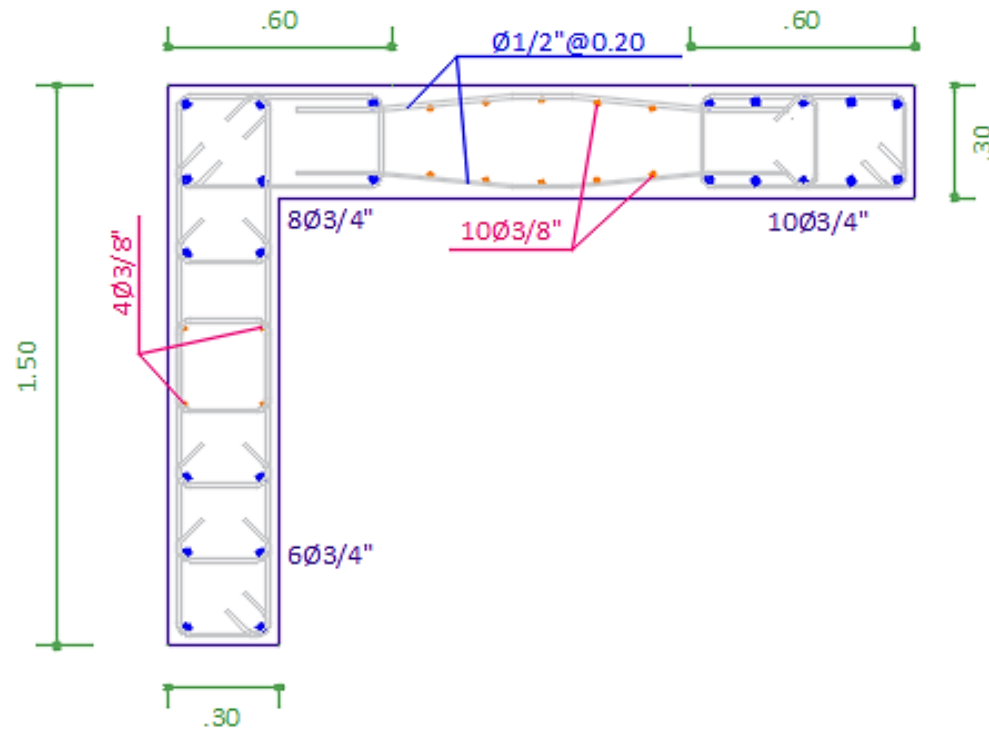


Tabla 69: Diseño por flexo compresión, PL – D5

		Dirección	Dirección	E.060 (21.9.7.6)	Menor dimensión del elemento de borde	0.300	0.300
		X	Y				
Altura total - hm (m)		15.75	15.75				
Espesor - b (m)		0.30	0.30		0.25	0.250	0.250
Longitud - lm (m)		2.00	1.50		Menor dimensión		
Desplazamiento lateral inelástico du (m)		0.0829	0.0773		del elemento de borde/3	0.100	0.100
Profundidad máxima del eje neutro (m)		0.67	0.50	S max (m)	6 dbf	0.100	0.100
Profundidad del eje neutro para Pu (m)		0.74	0.82	ACI 318-14 (18.7.5.3)	0.1+(0.35-hx)/3		
	Requiere confinamiento	SI	SI		(>0.10 y <0.15)	0.100	0.100
Longitud del elemento de borde (m)	c-0.1 lm c/2	0.54	0.67				
Mu (Ton.m)		230.10	101.67				
As requerido en el elemento de borde (cm2)	Mu/ø Fy 0.9lm	33.82	19.92				
As mínimo vertical (cm2)		7.5	7.5				
Extensión del confinamiento (m)	lm Mu/4Vu	2.00	1.50				
S max (m)	10 dbf	0.150	0.150				

Figura 81.: Detalle del refuerzo, placa PL – D5



6.4.2. DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por cortante se considera lo estipulado en el artículo 21.9.5 de la Norma E.060 (2009), considerándose un $f'c$ de 210 kg/cm² y f_y de 4200 kg/cm². La Tabla 70: y Tabla 71: indican el diseño por cortante en la dirección X y Y, respetivamente, obteniéndose aceros horizontales de 1/2 @ 0.20 y aceros verticales de 3/8 @ 0.15, en ambas direcciones.

Tabla 70: Diseño por cortante en la dirección X, PL – D5

	Vua (Ton)	Mua (Ton.m)	Pu (Ton)	Mn (Ton.m)	Mn/ Mua	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn (Ton)	ph	Ash (cm ²)	S (m)
1.4CM+1.7CV	10.30	17.33	173.56	495.55	4.50	46.3	39.73	14.80	54.53	0.0025	7.50	0.34
1.25(CM+CV)+CS	50.15	230.10	196.29	511.37	2.22	111.4	39.73	91.38	131.11	0.0036	10.88	0.24
1.25(CM+CV)-CS	-32.67	-200.92	103.58	442.16	2.20	71.9	39.73	44.86	84.58	0.0025	7.50	0.34
0.9CM+CS	46.16	223.06	137.41	468.59	2.10	97.0	39.73	74.36	114.08	0.0030	8.85	0.29
0.9CM-CS	-36.65	-207.96	44.70	393.19	1.89	69.3	39.73	41.81	81.53	0.0025	7.50	0.34

Tabla 71: Diseño por cortante en la dirección Y, PL – D5

	Vua (Ton)	Mua (Ton.m)	Pu (Ton)	Mn (Ton.m)	Mn/ Mua	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn (Ton)	ph	Ash (cm ²)	S (m)
1.4CM+1.7CV	3.30	7.59	173.56	-372.27	5.25	17.3	30.64	-	30.64	0.0025	7.50	0.34

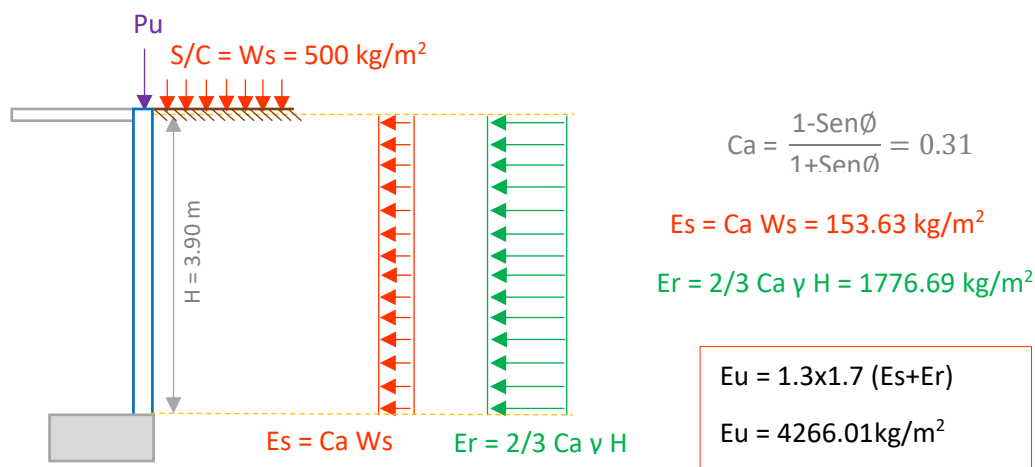
1.25(CM+CV)+CS	25.12	101.67	188.06	-374.85	3.69	92.6	30.64	78.33	108.97	0.0041	12.43	0.21
1.25(CM+CV)-CS	-19.52	-88.79	111.80	-356.32	4.01	78.3	30.64	61.50	92.14	0.0033	9.76	0.26
0.9CM+CS	23.87	98.72	129.18	-363.90	3.69	88.0	30.64	72.87	103.51	0.0039	11.57	0.22
0.9CM-CS	-20.77	-91.74	52.93	-328.67	3.58	74.4	30.64	56.91	87.54	0.0030	9.03	0.29

6.5. DISEÑO DEL MURO DE SÓTANO

6.5.1. DISEÑO POR EMPUJE DEL SUELO

El tipo de empuje que actúa en los muros de sótano, es el de reposo, debido a que el empuje del suelo ocasiona una deformabilidad extremadamente pequeña en el mismo, pues se encuentra restringido por la losa de entrepiso y su cimentación. Así mismo, un método aproximado de cálculo del empuje de reposo es reemplazar el diagrama de presiones triangular por uno rectangular equivalente a 2/3 del empuje máximo activo (Calavera, 1989). La Figura 82: esquematiza el empuje en reposo y su respectivo cálculo.

Figura 82.: Empuje del suelo en muros de sótano



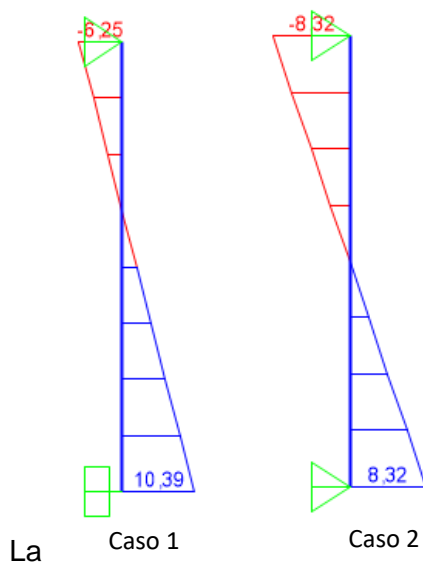
Nota. Adaptado de “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, por T. Harsem. 2017

Por otro lado, la Norma E.060 (2009), establece en su artículo 4.2.2 la resistencia mínima del concreto de 280 kg/cm^2 para baja permeabilidad en contacto con el agua. Sin embargo, no brinda recomendaciones para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos, por lo tanto, se emplean las recomendaciones del Código del Medio Ambiente para Estructuras de Concreto ACI 350 – 06 (2006), las cuales se encuentran resumidas en la Tabla 72:.

Tabla 72:. Recomendaciones del ACI 350 – 06

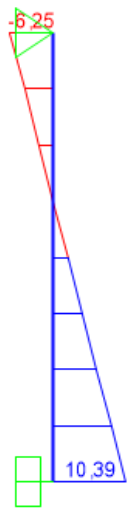
Parámetro	Artículo	Requerimiento
Esfuerzo en el refuerzo por flexión (fs)	10.6	24000 psi ≤ fs ≤ 36000 psi
Espaciamiento máximo del refuerzo (s)	13.3.2	0.30 m o el doble del espesor de losa
Cuantía mínima por contracción y temperatura	7.12.2.1	0.0030
Diámetro mínimo del acero de refuerzo	7.12.2.2	1/2"
Factor de durabilidad medioambiental	9.2.6	1.3

El muro de sótano trabaja como una losa maciza unidireccional, por lo tanto, el análisis estructural se efectúa empleando el software SAP 2000 y considerando apoyo empotrado (caso 1) y articulado (caso 2) en la unión con la cimentación.

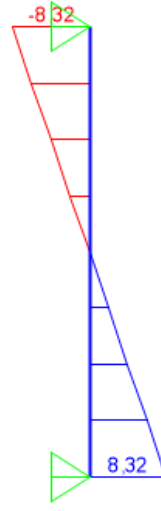


y Figura 84: presentan los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores, para ambos casos. Finalmente, tomando en cuenta las recomendaciones antes mencionadas, la Tabla 73: y Tabla 74: presentan el diseño por fuerza cortante y flexión, respectivamente.

Figura 83:. Diagrama de fuerzas cortantes del muro de sótano



Caso 1



Caso 2

Tabla 73: Diseño por fuerza cortante del muro de sótano

	Caso 1	Caso 2
Vu (Ton)	10.39	8.32
Vud (Ton)	9.57	7.50
ϕVc (Ton)	14.48	14.48

El espesor del muro es de 0.25 m, por tanto, la resistencia del concreto por cortante es de $\phi Vc = 14.48$ Ton, valor superior a los mayores encontrados en los dos casos.

Figura 84: Diagrama de momentos flectores del muro de sótano

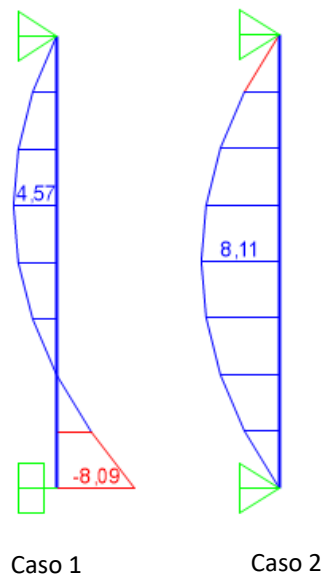


Tabla 74:. Diseño por flexión del muro de sótano

	Acero vertical	
	M- (cara exterior)	M+ (cara interior)
Mu (Ton.m)	8,09	8,11
Ku	21,93	16,45
ρ min	0,0030	0,0030
ρ	0,0061	0,0045
As req (cm ²)	11,79	10,07
As min (cm ²)	3,75	3,75
As col (cm ²)	5/8 @ 0.15	5/8 @ 0.15

El acero horizontal está conformado por el refuerzo mínimo, consistente en 1/2 @ 0.30 colocado en dos capas.

Finalmente, es necesario comprobar que el acero colocado por flexión limite las fisuras en el muro de sótano, para garantizar su impermeabilidad. La Tabla 75: determina el esfuerzo del acero por flexión en condiciones de servicio, obteniendo se un resultado que se encuentra entre los límites establecidos por el ACI 350 – 06 (2006).

Tabla 75:. Espaciamiento máximo del acero por flexión

Parámetro	Valor
M servicio (Ton.m)	3,67
f_s (Ton/m ²)	18248,70
β	1,350
db (m)	0,016
S max (m)	0,200

El esfuerzo del acero por flexión resulta 18258.70 Ton/m², equivalente a 25000 psi, valor que se encuentra entre 24000 psi y 36000 psi (ver Tabla 72:). Por lo tanto, el diámetro del acero empleado y el espaciamiento es el adecuado, y se garantiza la impermeabilidad del muro de sótano.

6.5.2. DISEÑO POR CARGAS VERTICALES

Para el diseño del muro de sótano frente a cargas verticales se emplea el método empírico, establecido en el artículo 14.5 de la Norma E.060 (2009), el cual se aplica a muros de sección transversal rectangular y cuando la carga resultante amplificada se localice en el tercio central del espesor total del muro, así mismo, los muros de carga diseñados con este método deben tener un espesor no menor de 1/25 de la altura del mismo o la longitud del muro, el que sea menor, ni menor de 0.10 m. En cuanto a los muros de sótano, su espesor no debe ser menor a 0.20 m.

El espesor del muro de sótano de la edificación planteada en la presente tesis, es de 0.25 m, valor mayor a los mínimos establecidos en el párrafo anterior, por tanto, se puede emplear el método empírico para el diseño por cargas verticales. La siguiente expresión determina la resistencia axial del diseño del muro $\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g [1 - (k l_c / 32 h)^2]$. La Tabla 76: presenta el diseño del muro de sótano frente a cargas verticales.

Tabla 76: Diseño del muro de sótano frente a cargas verticales.

Parámetro	Valor
F'_c (kg/cm ²)	280
Espesor, h (m)	0,25
Longitud (m)	1,00
Altura, l_c (m)	4,25
ϕ	0,70
A_g (m ²)	0,25
k (simplemente apoyado)	1,00
P_u (Ton)	3,57
ϕP_n (Ton)	193,44

De acuerdo a la

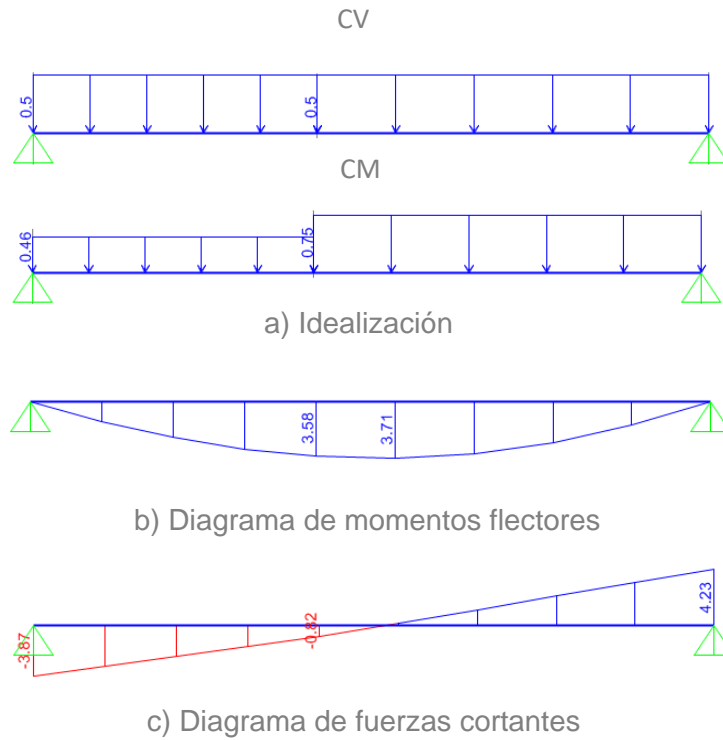
Tabla 76: se determina que la carga actuante P_u es menor a la resistencia axial del diseño del muro ϕP_n , entonces la sección del muro soporta dichas cargas y no requiere incrementar la sección.

6.6. DISEÑO DE LA ESCALERA

La Figura 85:

presenta la idealización, diagrama de momentos flectores y diagrama de fuerzas cortantes de la escalera, la cual fue modelada empleando el software SAP 2000 V.19. Así mismo, la Tablas 78 y 79 resumen el diseño por flexión y fuerza cortante de la misma.

Figura 85: Idealización, diagrama de momentos flectores y diagrama de fuerzas cortantes de la escalera



La Tabla 78: y Tabla 79: muestran el diseño por flexión de la escalera y los resultados. Los momentos negativos en los apoyos se consideran como $Wu l_n^2/24$, debido al monolitismo que existe entre la losa de la escalera y las vigas que la sostienen. El acero transversal se diseñó considerando la cuantía mínima de acero requerido por temperatura, colocado en dos capas, establecido en el artículo 9.7 de la Norma E.060 (2009).

Tabla 77.: Parámetros considerados en el diseño por flexión de la escalera

Parámetro	Valor
F'c (kg/cm ²)	210
Fy (kg/cm ²)	4200
Ancho (m)	1.00
Espesor (m)	0.15
Paso (m)	0.28
Contrapaso (m)	0.175
Luz eje a eje (m)	3.625

Tabla 78: Diseño por flexión de la escalera

	Acero longitudinal		Acero transversal	
	M-	M+	M-	M
Mu (Ton.m)	1.85	3.71	1.85	0.00
Ku	12.84	25.76	12.84	0.00
ρ min	0.0024	0.0018	0.0024	0.0012
ρ req	0.0036	0.0075	0.0036	0.0000
As req (cm ²)	4.32	9.00	4.32	1.80
As col (cm ²)	1/2" @ 0.25	1/2" @ 0.125	1/2" @ 0.25	8mm @ 0.25

Figura 85: Detalle del primer tramo de la escalera

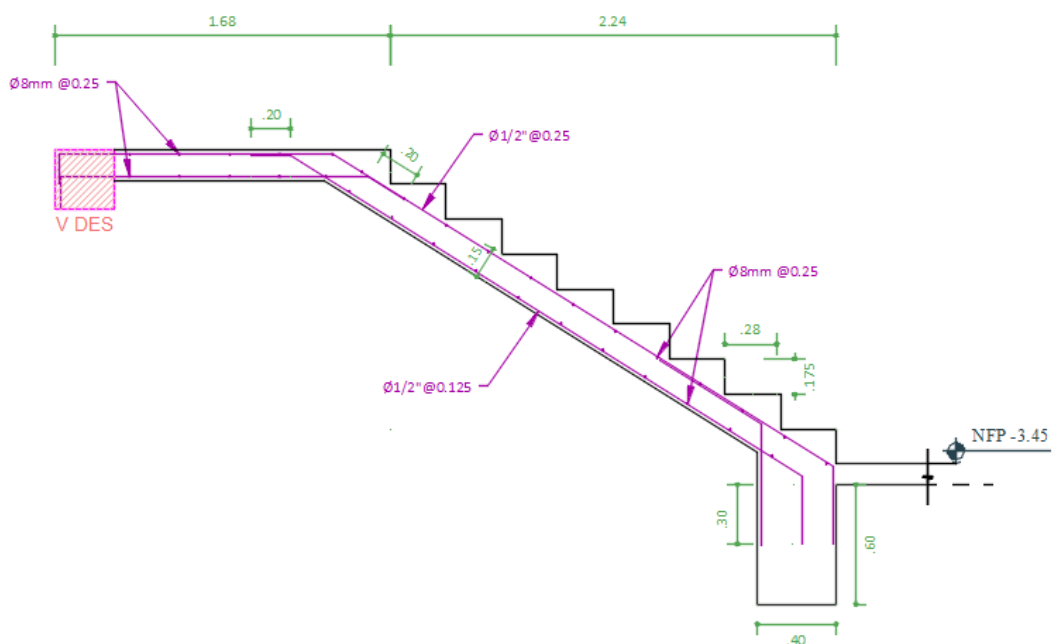


Tabla 79: Diseño por fuerza cortante de la escalera

	Apoyo izquierdo	Apoyo derecho
Vu (Ton)	3.87	4.23
Vud (Ton)	3.57	3.89
ϕV_c (Ton)	7.83	7.83

De la Tabla 79: se observa que los cortantes actuantes en los apoyos izquierdo y derecho, de la escalera, tomados a una distancia d de la cara de apoyo, son menores al cortante resistente proporcionado por el concreto, por lo tanto, el espesor de la escalera es adecuado.

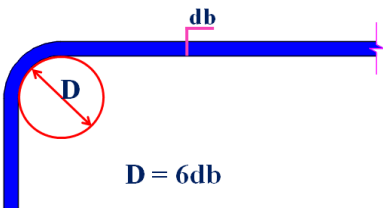
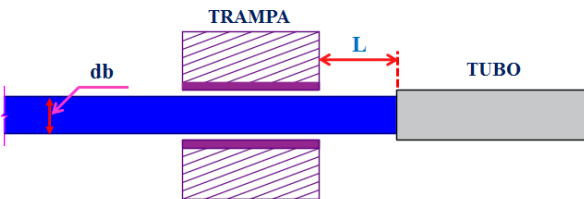
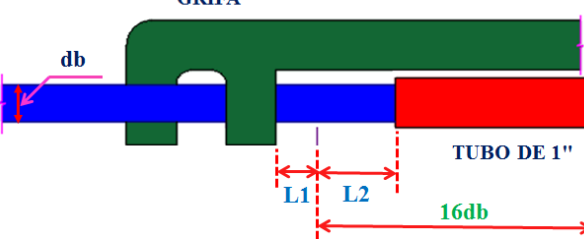
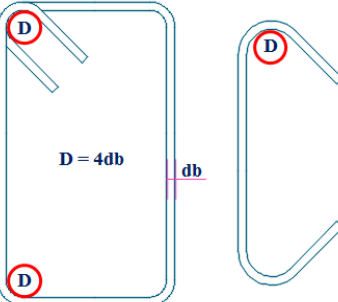
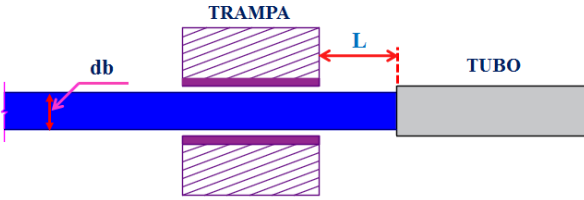
CONCLUSIONES

1. De los resultados del análisis estructural efectuado en el software ETABS, se determinó el tipo de sistema estructural de la edificación que corresponde a Muros estructurales en la dirección X (el porcentaje de cortante sísmico que absorben las placas es 78.86%), y Dual Tipo I en la dirección Y (el porcentaje de cortante sísmico que absorben las placas es 68.40%). Así mismo para ambas direcciones se obtuvieron derivas menores a 0.007, establecido según Norma E030 (2018), para elementos de concreto armado.
2. Del diseño de los elementos estructurales que componen la superestructura, empleando el Diseño por Resistencia, establecido según Norma E060 (2009), garantizando que cada elemento tenga una resistencia superior al requerido por efectos de las cargas amplificadas, se concluye que los recubrimientos mínimos establecidos son inversamente proporcionales a la resistencia de diseño de los elementos. Por ello es importante garantizar el cumplimiento de los mismos durante el proceso constructivo.
3. Respecto al detallado de los planos de estructuras, y en función de lo observado en obra, se concluye que:
 - Los ganchos de los estribos limitan la colocación de los aceros longitudinales de las vigas, por tal motivo, se determinó la cantidad máxima de aceros que se pueden colocar en función del ancho de las vigas. (Ver

- Tabla 24:)
- Para lograr un buen comportamiento sísmico de la estructura, se tiene que respetar aspectos como: el diámetro interno mínimo de doblado para ganchos a 90° y 135°, los recubrimientos mínimos en cada elemento estructural, la colocación correcta de los aceros de refuerzo en cada elemento estructural, lograr que los aceros de las vigas ingresen dentro del núcleo confinado de la columna y placas, evitar en lo posible el congestionamiento de los aceros en especial en los nudos. Por lo descrito anteriormente la tabla número 80 muestra detalles que facilitan el armado de los refuerzos, garantizando la facilidad del proceso constructivo.

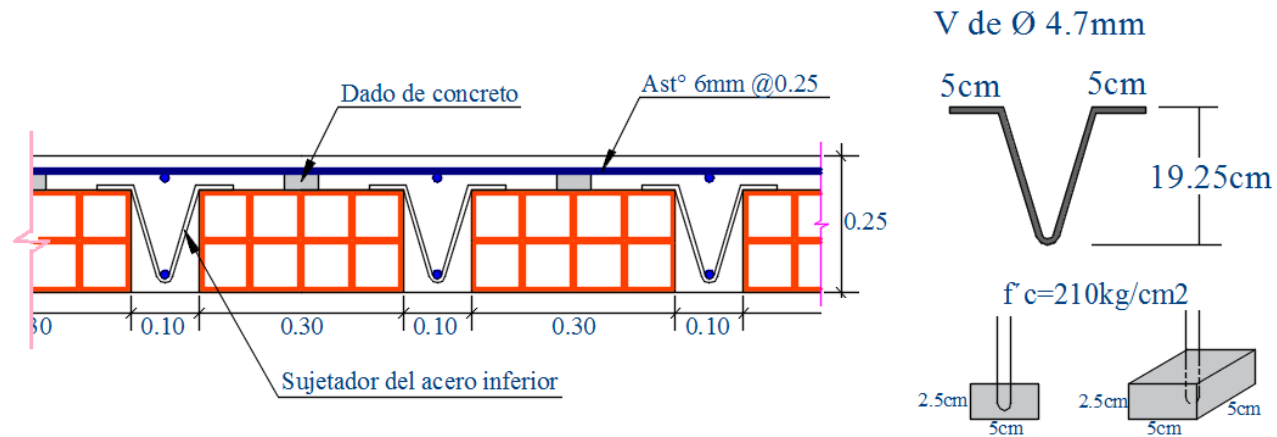
Tabla 8080: Detalles que facilitan el armado de los refuerzos.

Como lograr los diámetros mínimos de doblado en barras longitudinales, estribos y grapas suplementarias

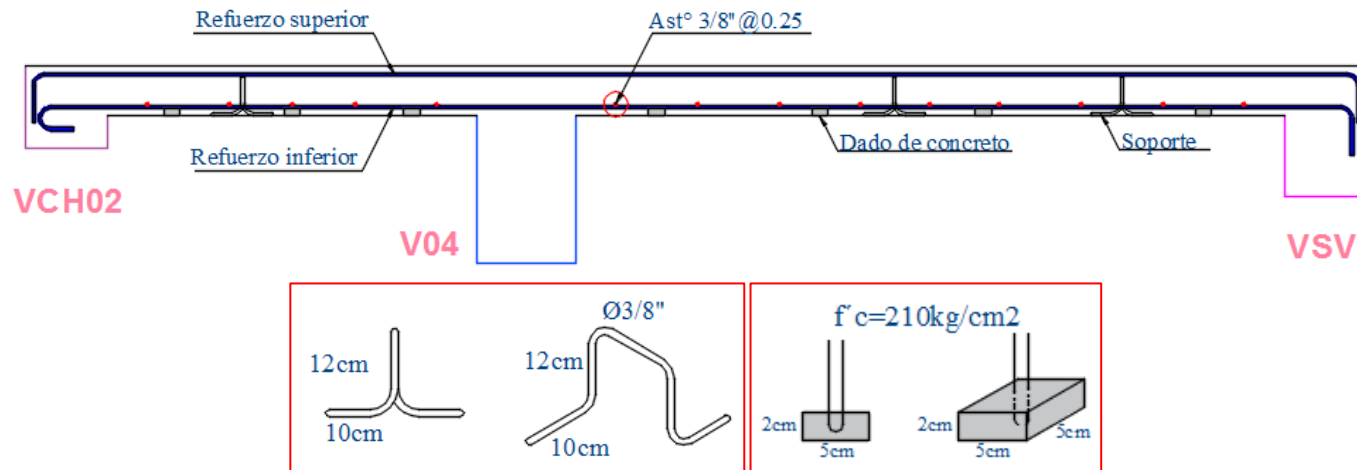
GANCHO A 90°	 <p>$D = 6db$</p>	 	<p>Parámetros</p> <table border="1" data-bbox="1355 351 1848 470"> <thead> <tr> <th>db</th> <th>L</th> <th>Ø tubo</th> <th>D</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3/8"</td> <td>4cm</td> <td>1/2"</td> <td>6cm</td> </tr> <tr> <td>1/2"</td> <td>5cm</td> <td>5/8"</td> <td>7.8cm</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" data-bbox="1355 598 1982 750"> <thead> <tr> <th>db</th> <th>L1</th> <th>L2</th> <th>16db</th> <th>Ø tubo</th> <th>D</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5/8"</td> <td>1.5cm</td> <td>3cm</td> <td>25cm</td> <td>3/4"</td> <td>10cm</td> </tr> <tr> <td>3/4"</td> <td>1.5cm</td> <td>4cm</td> <td>30cm</td> <td>1"</td> <td>12cm</td> </tr> </tbody> </table>	db	L	Ø tubo	D	3/8"	4cm	1/2"	6cm	1/2"	5cm	5/8"	7.8cm	db	L1	L2	16db	Ø tubo	D	5/8"	1.5cm	3cm	25cm	3/4"	10cm	3/4"	1.5cm	4cm	30cm	1"	12cm
db	L	Ø tubo	D																														
3/8"	4cm	1/2"	6cm																														
1/2"	5cm	5/8"	7.8cm																														
db	L1	L2	16db	Ø tubo	D																												
5/8"	1.5cm	3cm	25cm	3/4"	10cm																												
3/4"	1.5cm	4cm	30cm	1"	12cm																												
ESTRIBOS Y GRAPAS	 <p>$D = 4db$</p>		<table border="1" data-bbox="1355 1013 1982 1133"> <thead> <tr> <th>Gancho</th> <th>db</th> <th>L</th> <th>Ø tubo</th> <th>D</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>90°</td> <td>3/8"</td> <td>3cm</td> <td>1/2"</td> <td>4cm</td> </tr> <tr> <td>135°</td> <td>3/8"</td> <td>4cm</td> <td>1/2"</td> <td>4cm</td> </tr> </tbody> </table>	Gancho	db	L	Ø tubo	D	90°	3/8"	3cm	1/2"	4cm	135°	3/8"	4cm	1/2"	4cm															
Gancho	db	L	Ø tubo	D																													
90°	3/8"	3cm	1/2"	4cm																													
135°	3/8"	4cm	1/2"	4cm																													

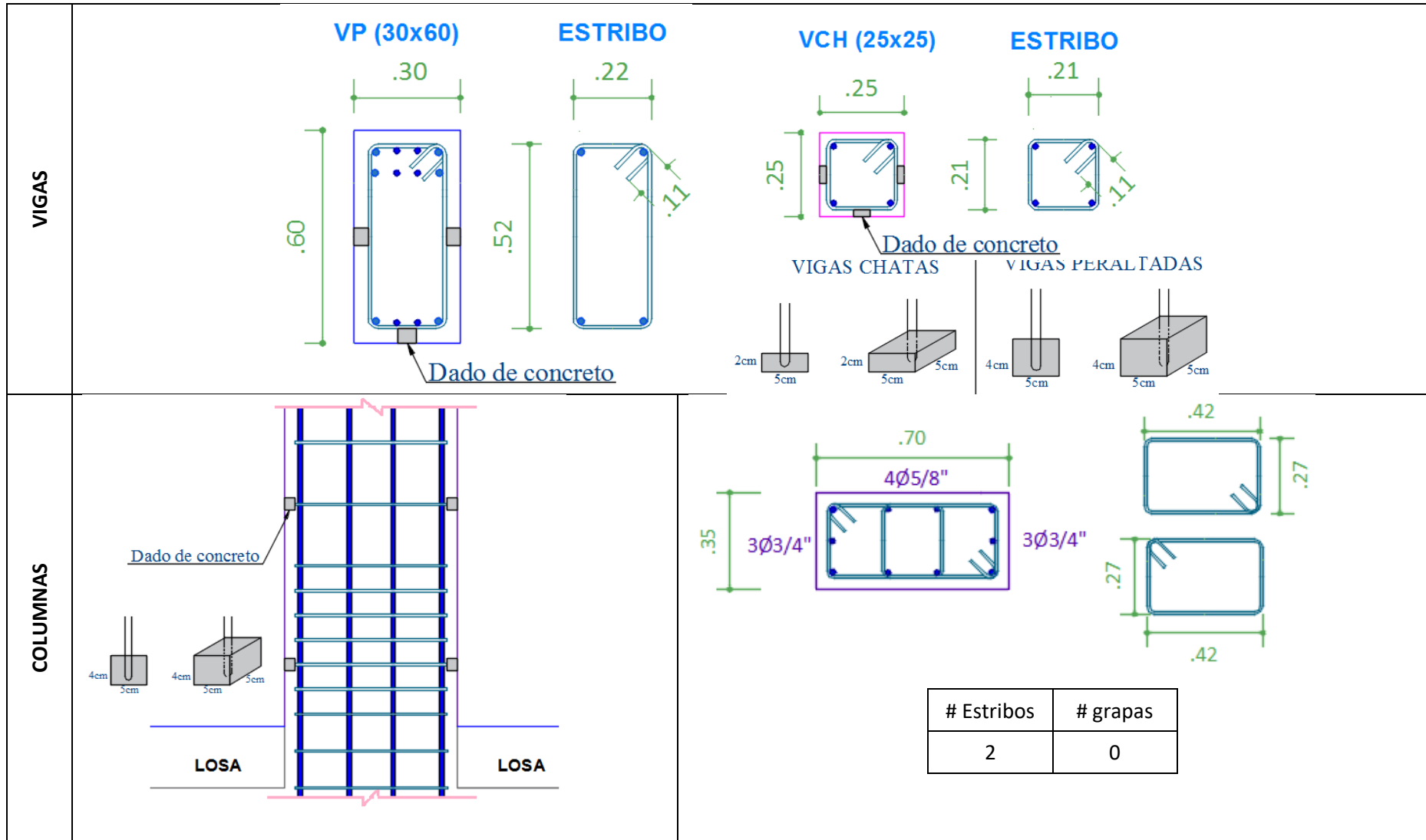
Como obtener los recubrimientos mínimos en los diferentes elementos estructurales

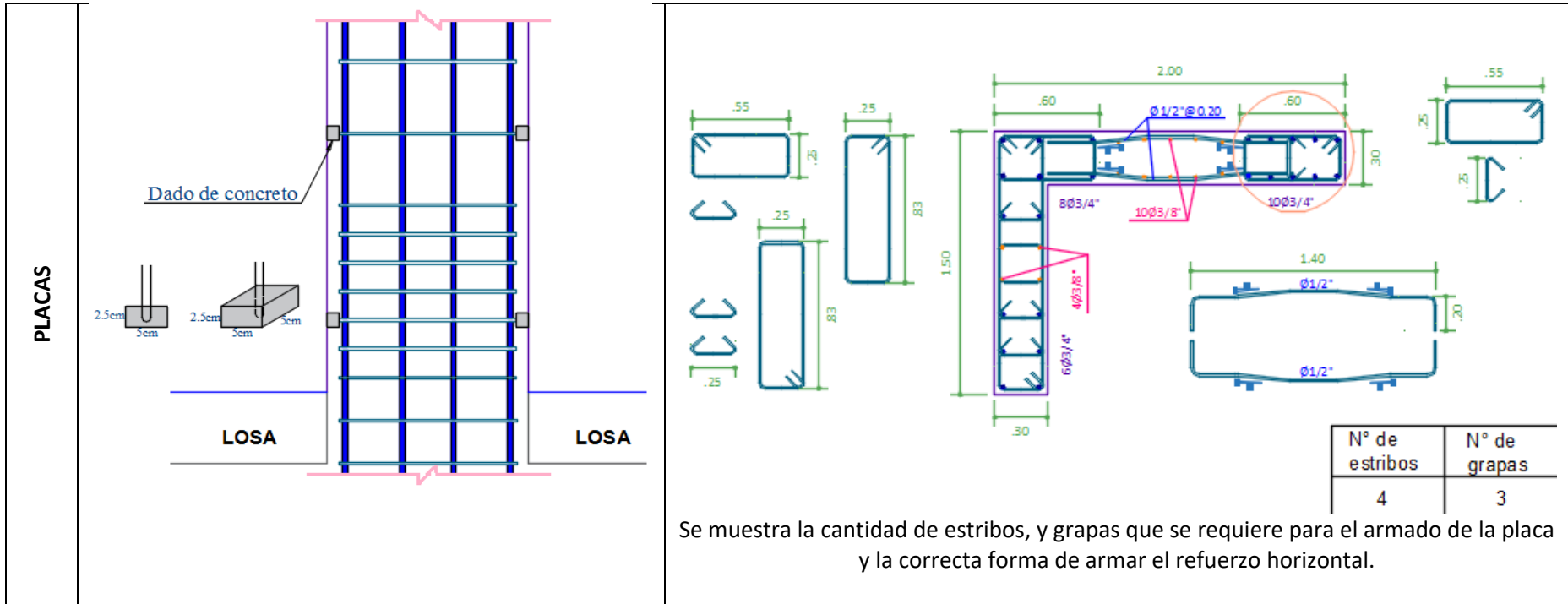
LOSA ALIGERADA



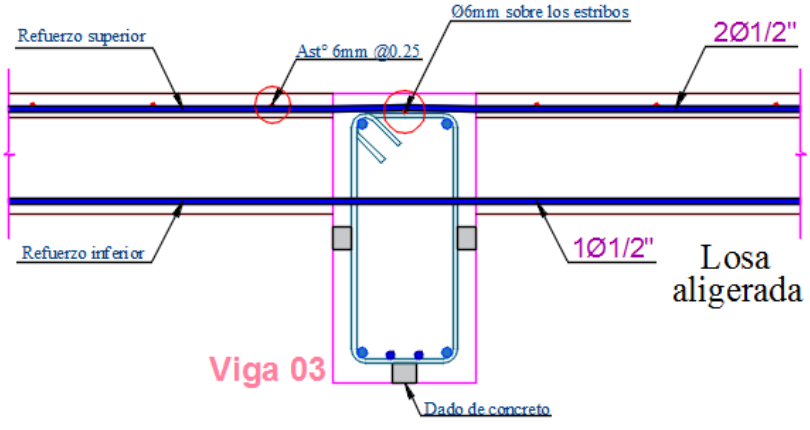
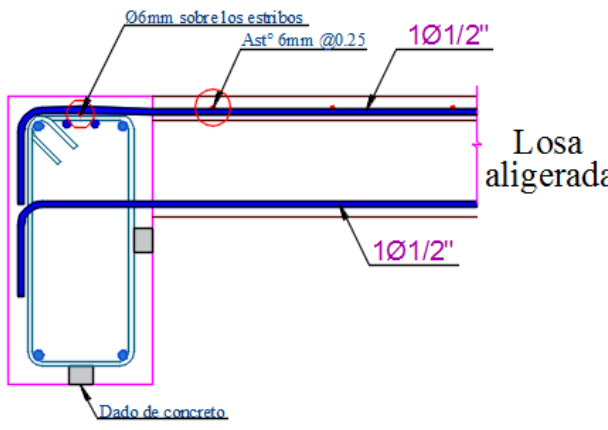
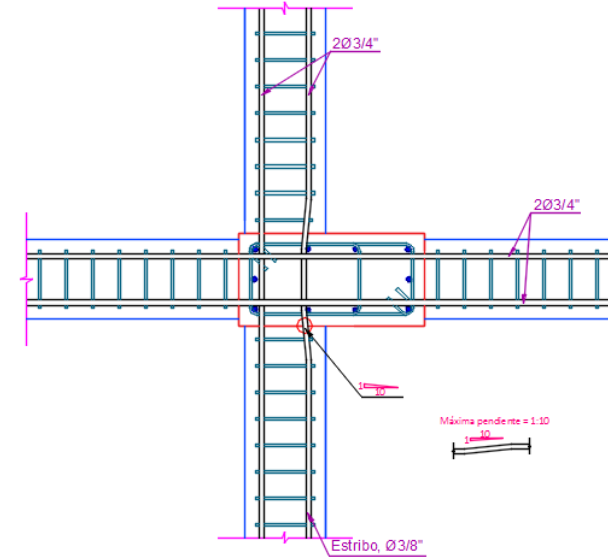
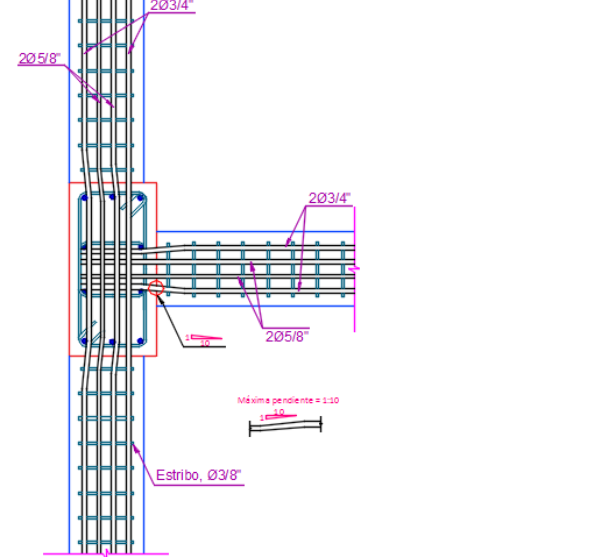
LOSA MACIZA



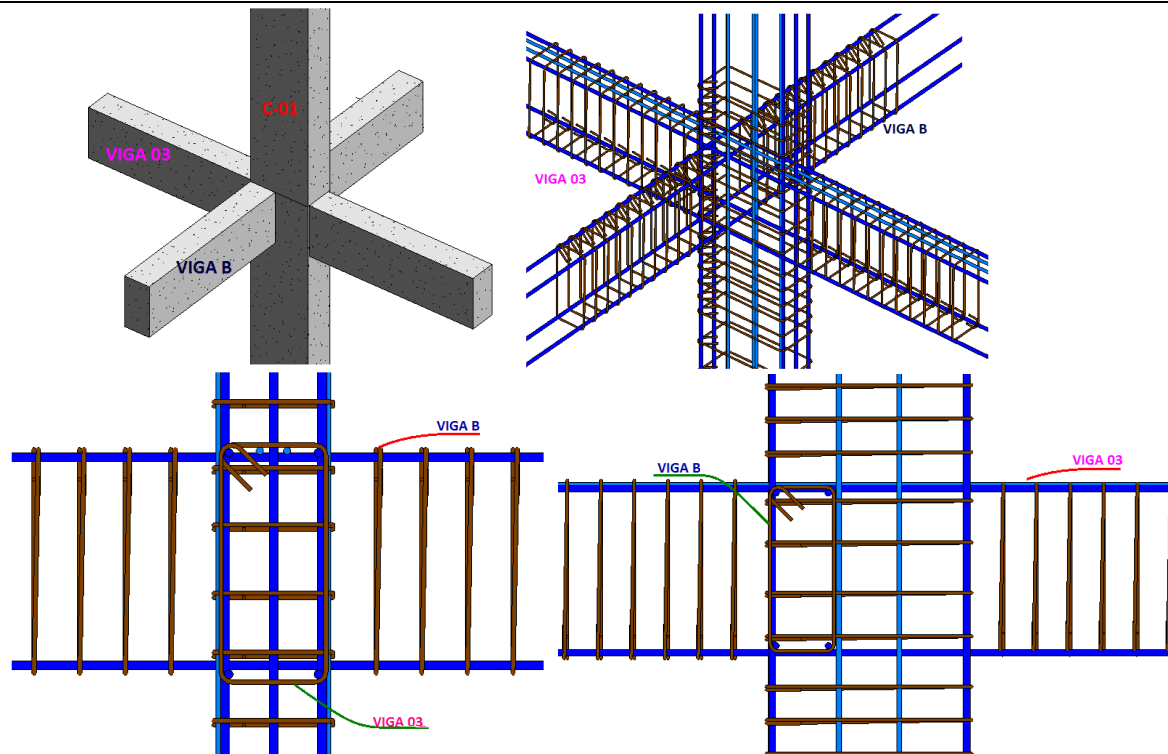




Colocación de los aceros de refuerzos en las uniones

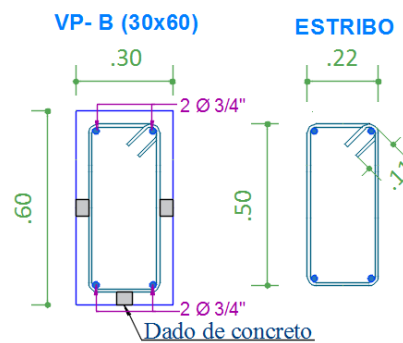
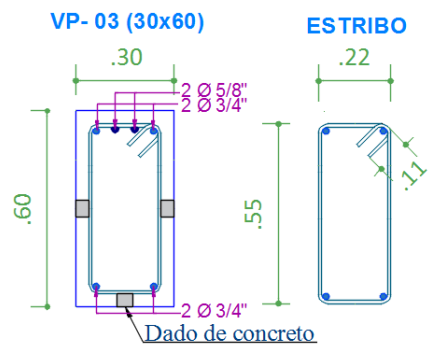
<p>CONEXIÓN VIGA – LOSA ALEGERADA</p>	 <p>Refuerzo superior</p> <p>Refuerzo inferior</p> <p>Ast° 6mm @0.25</p> <p>Ø6mm sobre los estribos</p> <p>2Ø1/2"</p> <p>1Ø1/2"</p> <p>Losa aligerada</p> <p>Viga 03</p> <p>Dado de concreto</p>	 <p>Ø6mm sobre los estribos</p> <p>Ast° 6mm @0.25</p> <p>1Ø1/2"</p> <p>1Ø1/2"</p> <p>Losa aligerada</p> <p>Viga</p> <p>Dado de concreto</p>
<p>CONEXIÓN VIGA – COLUMNA</p>	 <p>2Ø3/4"</p> <p>2Ø3/4"</p> <p>2Ø3/4"</p> <p>2Ø3/4"</p> <p>2Ø5/8"</p> <p>2Ø5/8"</p> <p>Estribo, Ø3/8"</p> <p>Máxima pendiente = 1:10</p>	 <p>2Ø3/4"</p> <p>2Ø5/8"</p> <p>2Ø3/4"</p> <p>2Ø5/8"</p> <p>Estribo, Ø3/8"</p> <p>Máxima pendiente = 1:10</p>

ENCUENTRO DE VIGAS EN EL NUDO

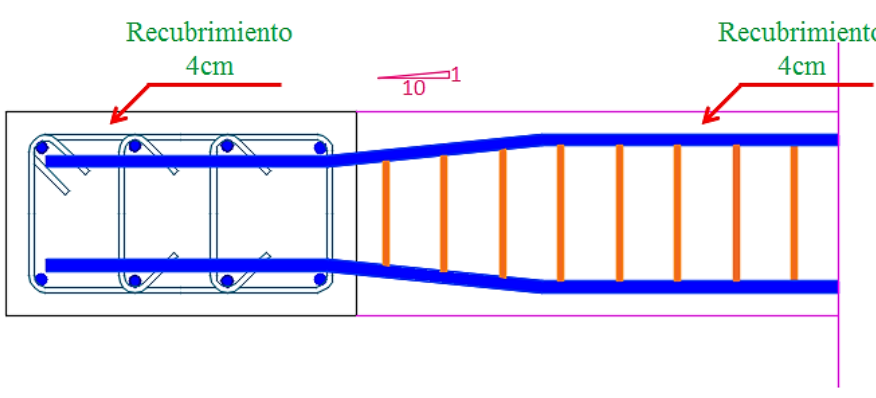
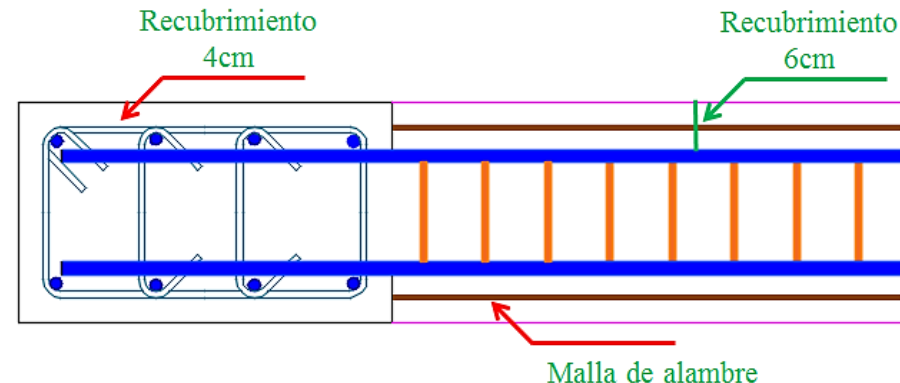


Nota: El peralte de la viga en ambas direcciones es igual por lo que se tiene un cruce de aceros ya que están a la misma altura, es por eso que se debe reducir el peralte del estribo en una dirección y aumentar, en la otra dirección.

Al final se tienen vigas del mismo peralte, pero con recubrimientos diferentes.



Dado de concreto ($f'c=210\text{kg/cm}^2$)			
VP- 03		VP- B	

Como lograr que el acero de la viga ingrese al núcleo confinado de la columna o placa, cuando ambos elementos tengan el mismo ancho	
OPCIÓN 01	 <p style="text-align: center;">Recubrimiento 4cm Recubrimiento 4cm</p> <p style="text-align: center;">10:1</p>
OPCIÓN 02	 <p style="text-align: center;">Recubrimiento 4cm Recubrimiento 6cm</p> <p style="text-align: center;">Malla de alambre</p>

Nota:

La pendiente máxima de las barras que tienen inclinación es de 10:1

El ancho de los estribos en la viga va reduciéndose conforme se acerca a la columna

Nota:

El recubrimiento lateral de la viga debe exceder en 2cm al recubrimiento de la columna.

Si el recubrimiento de la viga supera los 5cm, es recomendable armar una malla de alambre en el centro. Otra opción es utilizar estribos adicionales de 6mm que van al medio del recubrimiento, con la finalidad de sujetar el concreto del mismo.

- Finalmente, es necesario que, durante la construcción de una edificación, se cuente con la participación de un profesional de ingeniería civil competente, para supervisar y garantizar un buen proceso constructivo.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

1. Investigar la aplicación de los empalmes soldados y mecánicos.
2. Plantear alternativas de detalle en otros elementos estructurales, que faciliten el proceso constructivo.
3. Proponer detalles de refuerzo en elementos estructurales contengan paquetes de barras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute (United States). ACI 350 – 06: *Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary*. United States, 2006. 485 pp.
- American Concrete Institute. (United States). ACI 318 – 14: Requisitos del reglamento para concreto estructural. United States, 2014. 587 pp.
- Instituto del Cemento y Hormigón de Chile: Manual de Detallamiento para elementos de Hormigón Armado. Chile: Instituto del Hormigón y Cemento de Chile, 2009. 83 pp. ISBN 978-956-8852-00-9
- Aceros arequipa: Manual de aplicación Fierros de construcción. 5^{ta} ed. Peru: Aceros Arequipa, 2004. 80 pp.
- BLANCO, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Perú: Capitulo de Ingeniería Civil, 1994. 302 pp.
- JIMENEZ, Pedro., Garcia, Alvaro. Y Moran, Francisco. Hormigon Armado. 14^{va} ed. España: Gustavo Gili, 2000. 844 pp. ISBN 84-252-1825-x
- HARMSSEN, Teodoro. Diseño de estructuras de concreto armado. 5^{ta} ed. Perú: Pontificia Universidad Católica, 2017. 965 pp. ISBN 978-612-317-297-8
- OTTAZZI, Gianfranco. Apuntes del curso de concreto armado I. 12^{ma} ed. Perú: Pontificia Universidad Católica, 2011. 498 pp.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). E.020: Cargas. Perú, 2006. 200 – 207 pp.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (Perú). E.050: Suelos y Cimentaciones. Perú, 2006. 223 – 240 pp.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). E.060: Concreto Armado. Lima, 2009. 205 pp. ISBN 978-9972-9433-4-8
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). E.030: Diseño Sismoresistente. Perú, 2018. 32 pp.

ANEXOS

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tabla 81. Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	MARCO TEÓRICO	METODOLOGIA
<p>Problema General: La mala configuración estructural, deficiencias en los procesos constructivos y planos de estructuras cada vez menos detallados, hacen que las edificaciones en la provincia de Huancayo sean vulnerables ante un sismo. Por ello, es necesario contribuir en la mejora de la calidad constructiva en Huancayo, garantizando buenas construcciones que reflejen la calidad del análisis y diseño del proyecto, mediante la elaboración de un proyecto estructural que consta de los siguientes pasos: 1) configuración; 2) análisis estructural y 3) diseño, plasmados en planos de estructuras bien detallados que faciliten el proceso constructivo.</p>	<p>Objetivo General: Elaborar planos estructurales detallados que reflejen el análisis y diseño de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano, para facilitar un buen proceso constructivo.</p> <hr/> <p>Objetivos Específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estructurar adecuadamente el edificio de concreto armado, ubicado en zona sísmica, y efectuar el análisis estructural. • Diseñar los elementos que componen el edificio, ubicado en zona sísmica. • Elaborar planos estructurales detallados que faciliten un buen proceso constructivo. 	<p>DETALLADO DE REFUERZO Plasmado en dibujos el resultado del diseño estructural.</p> <p>NOCIONES PRELIMINARES PARA EL DETALLADO DE REFUERZO</p> <ul style="list-style-type: none"> • Adherencia entre acero y concreto: Para que exista un trabajo conjunto entre ambos materiales debe existir transferencia de esfuerzos o adherencia. • Recubrimientos en los elementos estructurales: Es necesario asegurar un recubrimiento mínimo de concreto para proteger el refuerzo contra la corrosión, el fuego, la abrasión, etc. • Espaciamiento del acero de refuerzo: El espaciamiento mínimo entre barras que indica la norma E060 (2009), artículo 7.6.1, obedece a la necesidad de garantizar el flujo del concreto fresco dentro de los espacios libres entre las barras. • Longitud de desarrollo o anclaje: Es la longitud de la varilla de acero que se requiere embeber en concreto para garantizar el desarrollo de su resistencia de diseño, f_y, a partir de una determinada sección crítica. • Gancho estándar en aceros longitudinales: Los ganchos se utilizan cuando no hay suficiente espacio para desarrollar toda la longitud de anclaje de refuerzo, esto es común en los extremos de vigas que se apoyan en columnas, o muros. • Gancho sísmico: Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias • Empalmes: El empalme se usa cuando la longitud del acero de refuerzo no alcanza para poder armar un elemento, es por ello que se necesita unir con otra barra para lograr el largo adecuado. 	<p>Tipo: Tecnológico Nivel: Descriptivo - aplicativo</p>