UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TOMO I

"DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO"

Tesis presentada por el bachiller:
NINA HAÑARI, RAMIRO ALONSO
Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Asesor de tesis:
ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

AREQUIPA – PERÚ
2019

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

UNSA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN

"DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO"

Tesis presentada por el bachiller:
NINA HAÑARI, RAMIRO ALONSO
Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

APROBADO POR: _____

Miembros del Jurado de Tesis

Nombre y Apellido	**Firma**
Ing. Fidel Copa Pineda (Presidente)	……
Ing. Herber Calla Aranda	……
Ing. María del Carmen Ponce Mejía	……

AREQUIPA – PERÚ
2019

DEDICATORIA

*A mis amorosos y dedicados padres, Rufina y Faustino, por su apoyo incondicional a lo largo de mi vida y por ser el soporte emocional en la realización de la presente tesis, a mi hermano Miguel quien me brindo bastante apoyo y comprensión durante mis estudios en la carrera profesional de ingeniería civil***.**

AGRADECIMIENTOS

Doy un agradecimiento especial a mis padres y hermano, quienes fueron los pilares de la realización de la presente tesis.

Un agradecimiento especial a mí asesor, el Ingeniero Fernando Enciso Miranda, quien con sus revisiones llevó la tesis a su perfecta culminación.

Asimismo, estoy muy agradecido a todos los docentes de la escuela profesional de ingeniería civil, quienes, con sus conocimientos me ayudaron a ser un mejor profesional cada día.

RESUMEN

La presente tesis abarca los procesos y criterios desde el análisis estructural hasta el diseño de todos los elementos estructurales en concreto armado basándonos en las normas vigentes del reglamento nacional de edificaciones.

El anteproyecto presentado nos muestra un edificio de ocho niveles y un semisótano utilizado para el uso de viviendas múltiples (edificio multifamiliar), se realizará la compatibilización de los requerimientos estructurales sobre los planos arquitectónicos con el fin de buscar un proyecto final adecuado a las normas vigentes. Dicho proyecto estará ubicado en el departamento de Arequipa, provincia de Arequipa.

Asimismo, se realizará la comparación entre las losas aligeradas convencionales (bloques de arcilla y concreto) usadas en el análisis y diseño de la edificaciones y losas aligeradas ***"Vigacero"*** (Techo aligerado conformado por viguetas prefabricadas de acero estructural galvanizado y casetones de poliestireno expandido EPS de alta densidad), dicha comparación se realizará en base a un análisis de costos y pesos. Seguidamente se tomará la mejor alternativa de losas de entrepiso entre ambas opciones.

Posteriormente, se realizará el modelo computarizado del edificio en cuestión con ayuda de software ETABS 2016. Terminado el análisis, se procederá a diseñar cada elemento estructural de la superestructura (vigas, columnas, placas, escaleras, etc.). Seguidamente se procederá a diseñar los elementos de la subestructura (zapatas) con ayuda del software SAFE 2016. Asimismo, se diseñará elementos adicionales como cisternas y tabiquería.

Finalmente, se muestra las conclusiones y recomendaciones extraídos de la experiencia de la realización de la presente tesis.

Palabras clave

Análisis sísmico, diseño estructural, losas aligeradas "Vigacero", losas aligeradas convencionales.

ABSTRACT

This thesis takes in the processes and criteria from structural analysis to the design of all structural elements in reinforced concrete based on the current standards of the national building regulations.

The presented draft shows an eight-level building with a semi-basement used for housing (apartment building), the compatibility of the structural requirements on the architectural plans will be made in order to find a final project appropriate to the current standards. This project will be located in the department of Arequipa, province of Arequipa.

Furthermore, a comparison will be made between the conventional lightened slabs (clay and concrete blocks) used in the analysis and design of the buildings and lightened slabs system “Vigacero” (Lightened roof formed by prefabricated galvanized structural steel joists and high density EPS expanded polystyrene shells), this comparison will be made based on costs and weights analysis. Then the best alternative of mezzanine slabs will be chosen between both options.

Later, the computer model of the building in question will be carried out by software ETABS 2016. Once the analysis is finished, each structural element of the superstructure will be designed (beams, columns, plates, stairs, etc.). Next, the substructure elements (footings) will be designed with SAFE 2016 software. Moreover, additional elements such as cisterns and partition walls will be designed.

Finally, the conclusions and recommendations drawn from the experience of carrying out this thesis are shown.

Keywords

Seismic analysis, structural design, “Vigacero” lightened slabs, conventional lightened slabs.

INDICE GENERAL

1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES _____ *1*

1.1. Introducción _____ **1**

1.2. Objetivos _____ **1**

1.2.1. Objetivo general _____ 1

1.2.2. Objetivos específicos _____ 1

1.3. Metodología de la tesis _____ **2**

1.3.1. Capítulo 01 _____ 2

1.3.2. Capítulo 02 _____ 2

1.3.3. Capítulo 03 _____ 2

1.3.4. Capítulo 04 _____ 2

1.3.5. Capítulo 05 _____ 2

1.4. Descripción del edificio _____ **2**

1.4.1. Semisótano _____ 3

1.4.2. Primer nivel. _____ 3

1.4.3. Segundo nivel, cuarto nivel y sexto nivel. _____ 4

1.4.4. Tercer nivel, quinto nivel y séptimo nivel. _____ 4

1.4.5. Octavo nivel _____ 5

1.5. Normas y condiciones de diseño _____ **5**

1.5.1. Norma E020 _____ 5

1.5.1.1. Carga muerta (CM) _____ 5

1.5.1.2. Carga viva (CV) _____ 5

1.5.2. Norma E030 _____ 6

1.5.3. Norma E050 _____ 6

1.5.4. Norma E060 _____ 6

1.6. Características del suelo considerado _____ **6**

1.7. Propiedades mecánicas de los materiales _____ **7**

2. CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO _____ *8*

2.1. Estructuración _____ **8**

2.1.1. Criterios de Estructuración _____ 8

2.1.1.1. Simplicidad y simetría _____ 8

2.1.1.2. Resistencia y ductilidad _____ 9

2.1.1.3. Hiperestaticidad y monolitismo _____ 9

2.1.1.4. Uniformidad y continuidad de la estructura _____ 9

2.1.1.5. Rigidez lateral _____ 9

2.1.1.6. Elementos no estructurales _____ 10

2.1.2. Estructuración de elementos estructurales por piso _____ 10

2.1.2.1. Estructuración semisótano. _____ 10

2.1.2.2. Estructuración primer nivel. _____ 11

2.1.2.3. Estructuración segundo, cuarto y sexto nivel. _____ 11

2.1.2.4. Estructuración tercer, quinto y séptimo nivel _____ 12

2.1.2.5. Estructuración octavo nivel _____ 12

2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales 13
2.2.1. Losas 13
2.2.2. Vigas 14
2.2.3. Columnas 15
2.2.4. Placas 17
2.2.5. Escaleras 18

2.3. Metrado de cargas 19
2.3.1. Carga muerta 19
2.3.2. Carga viva 19

3. CAPÍTULO 3: ELECCIÓN DE LOSA DE ENTREPISO 20

3.1. Losas aligeradas convencionales 22
3.1.1. Análisis y diseño de losas aligeradas unidireccionales 22
3.1.1.2. Diseño por flexión 29
3.1.1.3. Verificación de cortante 30
3.1.1.4. Diseño de acero de temperatura. 31
3.1.1.5. Corte de acero 31
3.1.1.6. Planos de detalle 33

3.2. Losas aligeradas Vigacero 34
3.2.1. Definición 34
3.2.2. Detalle de componentes 34
3.2.2.3. Malla de temperatura 36
3.2.3. Detalles generales de procedimiento de instalación 36
3.2.4. Detalles constructivos 39
3.2.5. Proceso de diseño de sistema Vigacero 40
3.2.5.1. Dimensiones a considerar en el análisis estructural 43
3.2.6. Diseño de losa de Vigacero 43
3.2.6.1. Metrado de cargas 43
3.2.6.2. Análisis estructural. 45
3.2.6.3. Diseño por flexión. 52
3.2.6.4. Diseño por cortante 53
3.2.6.5. Diseño de acero de temperatura 53
3.2.6.6. Corte de acero 54
3.2.6.7. Control de deflexiones 55
3.2.6.8. Planos de detalle 58

3.3. Comparación de losas de entrepiso 59
3.3.1. Comparación resultados de envolventes. 59
3.3.2. Comparación de presupuestos 60
3.3.2.1. Presupuesto sistema de losa aligerada convencional 60
3.3.2.2. Presupuesto sistema de losa Vigacero 63
3.3.2.3. Comparación de costos por metro cuadrado 66
3.3.3. Comparación de pesos 67

4. CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL 68

4.1. Modelo computarizado. 68
4.1.1. Introducción 68
4.1.2. Entorno del trabajo del software 68

4.1.2.1. Sistema de unidades 68
4.1.2.2. Sistema de ejes 68
4.1.3. Propiedades de los elementos estructurales. 68
4.1.3.1. Concreto fc=210kg/cm2 68
4.1.3.2. Acero corrugado fy=4200kg/cm2 69
4.1.4. Esquema estructural 69
4.1.4.1. Columnas 69
4.1.4.2. Vigas 69
4.1.4.3. Muros de concreto armado 69
4.1.4.4. Losas Aligeradas 70
4.1.4.5. Modelo estructural. 70
4.1.5. Propiedades estructurales del edificio. 72
4.1.5.1. Diafragma rígido 72
4.1.5.2. Sistema de apoyos 72
4.1.5.3. Masa sísmica 73

4.2. Análisis estructural del edificio 73
4.2.1. Análisis por cargas de gravedad 73
4.2.1.1. Carga muerta 73
4.2.1.2. Carga Viva 73
4.2.2. Análisis por cargas sísmicas 73
4.2.2.1. Criterios y parámetros para el análisis sísmico 73
4.2.2.2. Análisis modal. 80
4.2.2.3. Análisis Estático. 81
4.2.2.4. Análisis Dinámico Modal Espectral. 84
4.2.3. Análisis e interpretación de resultados. 85
4.2.3.1. Modos de vibración de la estructura. 85
4.2.3.2. Desplazamientos admisibles 87
4.2.3.3. Irregularidades estructurales. 88
4.2.3.4. Corrección de análisis sísmico por irregularidades. 92
4.2.3.5. Fuerza cortante 94
4.2.3.6. Verificación del sistema estructural 95
4.2.3.7. Centro de masa y rigidez. 95
4.2.3.8. Diagrama de fuerzas. 96

5. CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL 98

5.1. Fundamentos de diseño en concreto armado 98
5.1.1. Metodología de diseño. 98
5.1.2. Método de resistencia ultima 98
5.1.2.1. Combinaciones de carga y factores 98
5.1.3. Diseño por flexión 99
5.1.3.2. Procedimiento general de diseño a flexión 99
5.1.4. Diseño por corte 100
5.1.5. Diseño por flexocompresión. 101

5.2. Diseño de elementos estructurales. 102
5.2.1. Diseño de vigas. 102
5.2.1.1. Diseño por flexión 102
5.2.1.2. Diseño por corte 104
5.2.1.3. Verificación de deflexiones 107

5.2.2. Diseño de columnas. 109
5.2.2.1. Diseño por Flexocompresión 109
5.2.2.2. Diseño por Corte 116
5.2.3. Diseño de placas 118
5.2.3.1. Diseño por Flexocompresión 119
5.2.3.2. Diseño por Corte 124
5.2.3.3. Confinamiento de borde 125
5.2.3.4. Verificación por corte fricción 126
5.2.4. Diseño de muros de semisótano 127
5.2.4.1. Modelo estructural del muro de semisótano. 127
5.2.4.2. Diseño por flexión. 128
5.2.4.3. Diseño por corte. 129
5.2.5. Diseño de Cimentaciones. 130
5.2.5.1. Predimensionamiento de zapatas 131
5.2.5.2. Verificación de esfuerzos admisibles 132
5.2.5.3. Diseño por flexión 133
5.2.5.4. Verificación de punzonamiento 136
5.2.5.5. Detallado de refuerzo de zapata combinada 137
5.2.5.6. Verificación de esfuerzos admisibles para cimentación general 139

5.3. Diseño de elementos estructurales adicionales. 140
5.3.1. Diseño de escaleras 140
5.3.1.1. Diseño por flexión. 140
5.3.1.2. Diseño por corte. 142
5.3.2. Diseño de tabiquería 143
5.3.2.1. Máxima longitud no arriostrada. 143
5.3.2.2. Diseño de los arriostres 145
5.3.3. Diseño de Cisterna 149
5.3.3.1. Dimensionamiento de la cisterna. 149
5.3.3.2. Diseño de muros de cisterna. 150
5.3.3.3. Diseño de base de cisterna 152
5.3.3.4. Diseño de losa superior de cisterna 153
5.3.3.5. Detalle de refuerzo de cisterna 154

6. Conclusiones y recomendaciones 155

7. Bibliografía 158

8. ANEXOS 160

Lista de tablas

Tabla 2-1 Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones extraída de la norma E060. 13
Tabla 3-1 Diseño por flexión de momentos negativos de losa aligerada, Diseño propio 30
Tabla 3-2 Diseño por flexión de momentos positivos de losa aligerada, Diseño propio 30
Tabla 3-3 Propiedades mecánicas de vigueta Vigacero, Manual Técnico Vigacero 35
Tabla 3-4 Características de casetones de EPS, Manual técnico Vigacero 36
Tabla 3-5 Características de Casetones de EPS, Manual técnico Vigacero 36
Tabla 3-6 Esquema de apuntalamiento sistema Vigacero, Manual técnico Vigacero 38
Tabla 3-7 Espesor de losa aligerada Vigacero, Manual técnico Vigacero 41
Tabla 3-8 Carga última para viguetas Vigacero, Manual técnico Vigacero 42
Tabla 3-9 Valores de cortante de concreto para losa aligerada Vigacero, Manual técnico Vigacero 43
Tabla 3-10 Diseño por flexión de momentos positivos de losa aligerada Vigacero, Diseño propio 52
Tabla 3-11 Diseño por flexión de momentos negativos de losa aligerada Vigacero, Diseño propio 53
Tabla 3-12 Dimensiones de burrito de acero, Manual técnico Vigacero 54
Tabla 3-13 Cuadro comparativo de momentos entre losas aligeradas convencionales y Vigacero, Diseño propio 59
Tabla 3-14 Cuadro comparativo de cortantes entre losas aligeradas convencionales y Vigacero, Diseño propio 59
Tabla 3-15 Resumen de presupuesto de losa aligerada tradicional f'c=210kg/cm2, Software Livas 61
Tabla 3-16 Costo unitario de concreto para losa aligerada f'c=210 kg/cm2, Software Livas 61
Tabla 3-17 Costo unitario de Encofrado y desencofrado para losa normal, Software Livas 62
Tabla 3-18 Costo unitario de Acero corrugado f'y= 4200 kg/cm2 grado 60, Software Livas 62
Tabla 3-19 Costo unitario ladrillo hueco h=20cm, Software Livas 62
Tabla 3-20 Cálculo de cantidad de viguetas, Diseño propio 63
Tabla 3-21 Cálculo de cantidad de casetones, Diseño propio 63
Tabla 3-22 Cálculo de peso de acero negativo, Diseño propio 63
Tabla 3-23 Cálculo de peso de acero de temperatura, Diseño propio 63
Tabla 3-24 Factor de cálculo para hallar volumen en función de áreas, Manual técnico Vigacero 63
Tabla 3-25 Metrado de encofrado losa aligerada Vigacero, Diseño propio 64
Tabla 3-26 Resumen de presupuesto de losa aligerada Vigacero, Software Livas 64
Tabla 3-27 Costo unitario de Colocación de vigueta galvanizada Vigacero e=1.5mm, Software Livas 65
Tabla 3-28 Costo unitario de colocación de casetones de EPS, Software Livas 65
Tabla 3-29 Costo unitario de encofrado y desencofrado sistema Vigacero, Software Livas 65
Tabla 4-1 Factores de zona "Z", Extraído de RNE E030 76
Tabla 4-2 Factor de suelo, extraído de RNE E030 76
Tabla 4-3 Periodos, Extraídos de RNE E030 77
Tabla 4-4 Coeficientes de sistemas estructurales, Extraídos de RNE E030 78
Tabla 4-5 Porcentaje de masa participativa por modo de vibración, Extraído ETABS 2016 80
Tabla 4-6 Periodos fundamentales de la estructura, Extraído ETABS 2016 80
Tabla 4-7 Parámetros para análisis sísmico estático, Diseño propio 81
Tabla 4-8 Peso por piso de la estructura, Extraído ETABS 2016 81
Tabla 4-9 Cortantes sísmicas por nivel en dirección X, Diseño propio 83
Tabla 4-10 Cortantes sísmicas por nivel en dirección Y, Diseño propio 83
Tabla 4-11 Parámetros para análisis sísmico dinámico, Diseño propio 84
Tabla 4-12 Limites para la distorsión de entrepiso, Extraídos del RNE E030 87
Tabla 4-13 Derivas análisis dinámico dirección Y, Extraído ETABS 2016 88
Tabla 4-14 Derivas análisis dinámico dirección X, Extraído ETABS 2016 88
Tabla 4-15 Verificación de irregularidad de rigidez sismo "X", Extraído ETABS 2016 89
Tabla 4-16 Verificación de irregularidad de rigidez sismo "Y", Extraído ETABS 2016 89
Tabla 4-17 Verificación de irregularidad de masa o peso, Extraído ETABS 2016 90
Tabla 4-18 Verificación de irregularidad torsional dirección X, Extraído ETABS 2016 91

Tabla 4-19 Verificación de irregularidad torsional dirección Y, Extraído ETABS 2016..... 92
Tabla 4-20 Verificación de derivas sismo dinámico dirección Y, Extraído ETABS 2016..... 93
Tabla 4-21 Verificación de derivas sismo dinámico dirección X, Extraído ETABS 2016..... 93
Tabla 4-22 Fuerzas cortantes dinámicas, Extraído ETABS 2016..... 94
Tabla 4-23 Comparación de % de cortantes de muros y cortantes en la base, Extraído ETABS 2016..... 95
Tabla 4-24 Centro de masa y centro de rigidez de la estructura, Extraído ETABS 2016..... 96
Tabla 5-1 Factores de reducción de resistencia, Extraído RNE E060..... 99
Tabla 5-2 Cálculo de refuerzo longitudinal de viga VP-1, Diseño propio..... 103
Tabla 5-3 Verificación de momentos nominales, Diseño propio..... 104
Tabla 5-4 Cálculo de cortante de diseño de acuerdo a RNE E060, Diseño propio..... 105
Tabla 5-5 Verificación de tipo de estructura frente a desplazamientos laterales, Extraído ETABS 2016.. 110
Tabla 5-6 Verificación de esbeltez y amplificación de momentos Sismo XX, Diseño propio..... 111
Tabla 5-7 Verificación de esbeltez y amplificación de momentos Sismo YY, Diseño propio..... 111
Tabla 5-8 Tabulación de diagrama de interacción dirección XX, Extraído ETABS 2016..... 112
Tabla 5-9 Tabulación de diagrama de interacción dirección YY, Extraído ETABS 2016..... 113
Tabla 5-10 Fuerzas internas de columna C-1, Extraído ETABS 2016..... 113
Tabla 5-11 Combinaciones de carga para sismo XX – Columna C-1, Diseño propio..... 114
Tabla 5-12 Combinaciones de carga sismo YY – Columna C-1, Diseño propio..... 114
Tabla 5-13 Tabulación de diagrama de interacción dirección XX, Extraído ETABS 2016..... 120
Tabla 5-14 Tabulación de diagrama de interacción dirección YY, Extraído ETABS 2016..... 121
Tabla 5-15 Fuerzas internas placa P-1, Extraído ETABS 2016..... 121
Tabla 5-16 Combinaciones de carga sismo XX - Placa P-1, Diseño propio..... 122
Tabla 5-17 Combinaciones de carga sismo YY - Placa P-1, Diseño propio..... 122
Tabla 5-18 Calculo de acero para muro de semisótano..... 129
Tabla 5-19 Momentos flectores máximos de zapata combinada..... 134
Tabla 5-20 Diseño por flexión de zapata en dirección “Y”..... 135
Tabla 5-21 Diseño por flexión de zapata en dirección “X”, Diseño propio..... 135
Tabla 5-22 Diseño por flexión de escaleras, Diseño propio..... 141
Tabla 5-23 Aceleraciones por piso de la estructura, Extraído ETABS 2016..... 143
Tabla 5-24 Valores del coeficiente C_1, Extraído RNE E030..... 144
Tabla 5-25 Diseño por flexión de columnas de arriostre de tabiquería, Diseño propio..... 147
Tabla 5-26 Dotación diaria para edificios multifamiliares, Extraídos de RNE IS.010 NTE..... 149
Tabla 5-27 Diseño por flexión de muros de cisterna, Diseño propio..... 151
Tabla 5-28 Diseño por flexión de losa de base de cisterna, Diseño propio..... 153

Lista de figuras

Figura 1-1 Planimetría semisótano 3
Figura 1-2 Planimetría primer nivel 3
Figura 1-3 Planimetría segundo, cuarto y sexto nivel 4
Figura 1-4 Planimetría tercer, quinto y séptimo nivel 4
Figura 1-5 Planimetría octavo nivel 5
Figura 2-1 Estructuración planta semisótano 10
Figura 2-2 Estructuración 1er nivel 11
Figura 2-3 Estructuración segundo, cuarto y sexto nivel 11
Figura 2-4 Estructuración tercer, quinto y séptimo nivel 12
Figura 2-5 Estructuración 8vo nivel 12
Figura 2-6 Paños de losas críticas 13
Figura 2-7 Ubicación de vigas principales y secundarias 14
Figura 2-8 Disposición de columnas y áreas tributarias 17
Figura 2-9 Disposición de placas 18
Figura 2-10 Predimensionamiento de escalera del proyecto 18
Figura 3-1 Disposición de paños de losas 20
Figura 3-2 Alternancia de cargas para momentos positivos 21
Figura 3-3 Alternancia de cargas para momentos negativos 21
Figura 3-4 Estado de carga total 22
Figura 3-5 Distribución de carga muerta sobre vigueta, losa aligerada convencional 23
Figura 3-6 Alternancia de carga viva de combinación 1, losa aligerada convencional 24
Figura 3-7 DMF de combinación 1, losa aligerada convencional 24
Figura 3-8 DFC de combinación 1, losa aligerada convencional 24
Figura 3-9 Alternancia de carga viva de combinación 2, losa aligerada convencional 25
Figura 3-10 DMF de combinación 2, losa aligerada convencional 25
Figura 3-11 DFC de combinación 2, losa aligerada convencional 25
Figura 3-12 Alternancia de carga viva de combinación 3, losa aligerada convencional 25
Figura 3-13 DMF de combinación 3, losa aligerada convencional 26
Figura 3-14 DFC de combinación 3, losa aligerada convencional 26
Figura 3-15 Alternancia de carga viva de combinación 4, losa aligerada convencional 26
Figura 3-16 DMF de combinación 4, losa aligerada convencional 26
Figura 3-17 DFC de combinación 4, losa aligerada convencional 27
Figura 3-18 Alternancia de carga viva de combinación 5, losa aligerada convencional 27
Figura 3-19 DMF de combinación 5, losa aligerada convencional 27
Figura 3-20 DFC de combinación 5, losa aligerada convencional 27
Figura 3-21 Diagrama de envolventes de momentos, losa aligerada convencional 28
Figura 3-22 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes al eje 28
Figura 3-23 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes a la cara de la viga 29
Figura 3-24 Puntos de corte recomendado por ACI 31
Figura 3-25 Distancia de corte de acero de refuerzo negativo 32
Figura 3-26 Corte transversal de losa aligerada 33
Figura 3-27 Plano de detalle general de losa aligerada unidireccional 33
Figura 3-28 Detalle isométrico de vigueta 34
Figura 3-29 Detalle isométrico de casetón de poliestireno 35
Figura 3-30 Sistema de apoyo de vigueta Vigacero 37
Figura 3-31 Forma de colocación de casetón de EPS 37
Figura 3-32 Detalle de ubicación de acero negativo y malla de temperatura 38
Figura 3-33 Detalle de apoyo en viga exterior 39
Figura 3-34 Detalle de apoyo viga chata exterior 39
Figura 3-35 Detalle de apoyo en vigas interiores 39
Figura 3-36 Detalles de apoyo en vigas interiores con desnivel 40
Figura 3-37 Detalle de apoyo en muros de ductilidad limitada 40

Figura 3-38 Distribución de carga muerta sobre vigueta, losa aligerada Vigacero 45
Figura 3-39 Alternancia de carga viva de combinación 1, losa aligerada Vigacero 45
Figura 3-40 DMF de combinación 2, losa aligerada Vigacero 46
Figura 3-41 DFC de combinación 1, losa aligerada Vigacero 46
Figura 3-42 Alternancia de carga viva de combinación 2, losa aligerada convencional 46
Figura 3-43 DMF de combinación 2, losa aligerada Vigacero 46
Figura 3-44 DFC de combinación 2, losa aligerada Vigacero 47
Figura 3-45 Alternancia de carga viva de combinación 3, losa aligerada Vigacero 47
Figura 3-46 DMF de combinación 3, losa aligerada Vigacero 47
Figura 3-47 DFC de combinación 3, losa aligerada Vigacero 47
Figura 3-48 Alternancia de carga viva de combinación 4, losa aligerada Vigacero 48
Figura 3-49 DMF de combinación 4, losa aligerada Vigacero 48
Figura 3-50 DFC de combinación 4, losa aligerada Vigacero 48
Figura 3-51 Alternancia de carga viva de combinación 5, losa aligerada Vigacero 49
Figura 3-52 DMF de combinación 5, losa aligerada Vigacero 49
Figura 3-53 DFC de combinación 5, losa aligerada Vigacero 49
Figura 3-54 Diagrama de envolventes de momentos, losa aligerada Vigacero 50
Figura 3-55 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes al eje 50
Figura 3-56 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes a la cara de la viga 50
Figura 3-58 Diagrama de momentos últimos resistentes de la vigueta Vigacero 51
Figura 3-59 Detalle de burrito de acero 54
Figura 3-60 Distancia de corte de acero de refuerzo negativo 55
Figura 3-61 Esquema de vigueta de concreto armado Vigacero 55
Figura 3-62 Diagrama de momentos por carga de servicio 56
Figura 3-63 Corte transversal sistema de losa Vigacero 58
Figura 3-64 Detalle general de losa aligerada Vigacero 58
Figura 3-65 Paño demostrativo para comparación de costos 60
Figura 3-66 Paño modelado en Imperia para metrado 60
Figura 3-67 Comparación de costos por m2 de sistema de losa Convencional vs losa aligerada Vigacero . 66
Figura 3-68 Comparación de costos por m2 de sistema de losa Convencional vs losa aligerada Vigacero . 67
Figura 4-1 Esquema estructural primer nivel 70
Figura 4-2 Esquema estructural segundo nivel 71
Figura 4-3 Esquema estructural – Elevación 1 71
Figura 4-4 Esquema estructural - Vista 3D 72
Figura 4-5 Modelo de masas concentradas 74
Figura 4-6 Mapa de zonificación sísmica 75
Figura 4-7 Espectro de aceleraciones para análisis sísmico dinámico 84
Figura 4-8 Modo de vibración en dirección Y 86
Figura 4-9 Modo de vibración en dirección X 86
Figura 4-10 Modo de vibración en rotación 87
Figura 4-11 Esquema de irregularidad torsional 91
Figura 4-12 Diagrama de momentos flectores por carga muerta eje 1 96
Figura 4-13 Diagrama de momentos flectores sismo dinámico X 97
Figura 4-14 Diagrama de momentos flectores sismo dinámico Y 97
Figura 5-1 Esquema de viga VP-1 102
Figura 5-2 Diagrama de momentos envolventes Viga VP-1 102
Figura 5-3 Refuerzo longitudinal de viga VP-1 104
Figura 5-4 Diagrama de fuerzas cortantes Viga VP-1 en la combinación 1.25CM+1.25CV+-2.5CSY 105
Figura 5-5 Refuerzo transversal de viga VP-1 106
Figura 5-6 Refuerzo longitudinal y transversal de viga VP-1 107
Figura 5-7 Diagrama de momentos para combinación de servicio CM Y CV 107
Figura 5-8 Distribución de acero longitudinal columna C-1 112
Figura 5-9 Diagrama de interacción Sismo X en dirección X 114

Figura 5-10 Diagrama de interacción Sismo X en dirección Y 115
Figura 5-11 Diagrama de interacción Sismo Y en dirección X 115
Figura 5-12 Diagrama de interacción Sismo Y en dirección Y 116
Figura 5-13 Diagrama de fuerzas cortantes para la combinación 1.25CM+1.25CM+-2.5CSY 117
Figura 5-14 Distribución de acero vertical de placa P-1 120
Figura 5-15 Diagrama de interacción Sismo “X” dirección “X” 122
Figura 5-16 Diagrama de interacción Sismo “X” dirección “Y” 123
Figura 5-17 Diagrama de interacción Sismo “Y” dirección “X” 123
Figura 5-18 Diagrama de interacción Sismo “Y” dirección “Y” 124
Figura 5-19 Esquema de fuerzas de placa P-1 126
Figura 5-20 Diagrama de fuerzas de muro de semisótano. 128
Figura 5-21 Diagrama de momentos para muro semisótano 129
Figura 5-22 Diagrama de fuerzas cortantes de muro de semisótano. 129
Figura 5-23 Distribución de refuerzo vertical y horizontal muro de semisótano 130
Figura 5-24 Esquema en planta de zapata combinada 132
Figura 5-25 Esquema en elevación de zapata combinada 132
Figura 5-26 Esfuerzos generados por la estructura en el suelo para la combinación CM+CV 133
Figura 5-27 Diagrama de momentos flectores para zapata combinada 134
Figura 5-28 Esquema de punzonamiento de columna C-1 136
Figura 5-29 Distribución de acero en elevación de zapata combinada 137
Figura 5-30 Distribución de acero en planta de zapata combinada 138
Figura 5-31 Esquema de cimentación en planta 138
Figura 5-32 Esquema de cimentación en 3D 139
Figura 5-33 Esfuerzos por carga de servicio en el suelo 139
Figura 5-34 Primer paño de escalera 140
Figura 5-35 Diagrama de cortantes y momentos flectores de escalera 141
Figura 5-36 Distribución de acero longitudinal y transversal de acero en escalera 142
Figura 5-37 Esquema de albañilería arriostrada con áreas tributarias 145
Figura 5-38 Esquema de fuerzas aplicadas a columna de arriostre tabiquería 146
Figura 5-39 Esquema de cisterna de agua en concreto armado 150
Figura 5-40 Diagrama de momentos y cortantes para muro de cisterna 151
Figura 5-41 Diagrama de momentos y cortantes para base de cisterna 152
Figura 5-42 Detalle de refuerzo de acero para cisterna 154

1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1.Introducción

Debido a la alta sismicidad que existe en nuestro país, a causa del deslizamiento de las placas ubicadas en la zona (Nazca y Sudamericana), el esfuerzo de la ingeniería sísmica en realizar proyectos estructurales que resistan las demandas sísmicas de los sismos ha ido incrementándose a lo largo de los años. La presente tesis abarca los procesos y criterios desde el análisis estructural hasta el diseño de todos los elementos estructurales en concreto armado basándonos en las normas vigentes del reglamento nacional de edificaciones.

Asimismo, se realizará la comparación entre las losas aligeradas tradicionalmente usadas en el análisis y diseño de las edificaciones y losas aligeradas ***"VIGACERO"*** (Techo aligerado conformado por viguetas prefabricadas de acero estructural galvanizado y casetones de poliestireno expandido EPS de alta densidad), dicha comparación se realizará en base a un análisis de costos y pesos. Seguidamente se tomará la mejor alternativa de losas de entrepiso entre ambas opciones.

El anteproyecto presentado nos muestra un edificio de ocho niveles y un semisótano utilizado para el uso de viviendas múltiples (edificio multifamiliar), se realizará la compatibilización de los requerimientos estructurales sobre los planos arquitectónicos con el fin de buscar un proyecto final adecuado a las normas vigentes.

1.2.Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de ocho niveles y un semisótano acorde a la normativa nacional vigente considerando parámetros de resistencia, condiciones de servicio y principios de diseño sismorresistente.

1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar la estructuración y dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Realizar el análisis estructural de losas aligeradas convencionales (bloques de arcilla y concreto) y el análisis estructural para losas aligeradas Vigacero.
- Comparar ambas losas aligeradas en cuanto a costos y pesos, y así obtener el sistema de losas de entrepiso más óptimo para la estructura.

- Realizar el modelo computarizado de la estructura con la aplicación del software ETABS 2016, utilizando el tipo de losa más óptimo para la edificación.
- Realizar el diseño estructural de todos los elementos de concreto armado de la edificación planteada.
- Realizar el diseño para elementos no estructurales de concreto armado y albañilería.

1.3.Metodología de la tesis

La siguiente tesis consta de 5 capítulos, conclusiones y recomendaciones, los cuales están ordenados de la siguiente manera:

1.3.1. Capítulo 01

Se presenta la introducción, objetivos, descripción del edificio a estudiar, normas, características del suelo y propiedades mecánicas de los materiales.

1.3.2. Capítulo 02

Se presenta la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales.

1.3.3. Capítulo 03

Se presenta la comparación de la losa aligerada tradicional (bloques de arcilla y concreto) y la losa aligerada VIGACERO.

1.3.4. Capítulo 04

Se presenta el modelo computarizado del edificio, el cual realizará el análisis estructural del mismo, después se procederá a interpretar detalladamente los resultados.

1.3.5. Capítulo 05

Se realizará el diseño en concreto armado de los elementos estructurales.

1.4.Descripción del edificio

El edificio tendrá un uso destinado para viviendas (Departamentos-edificio multifamiliar) con un área de terreno de $495.60\,m^2$ y un área total construida de $3284.38\,m^2$ ubicado en la ciudad de Arequipa.

1.4.1. Semisótano

Este nivel cuenta con 14 estacionamientos, 1 depósito, 1 cisterna, 1 cuarto de máquinas y el inicio de las cajas de ascensor y escaleras.

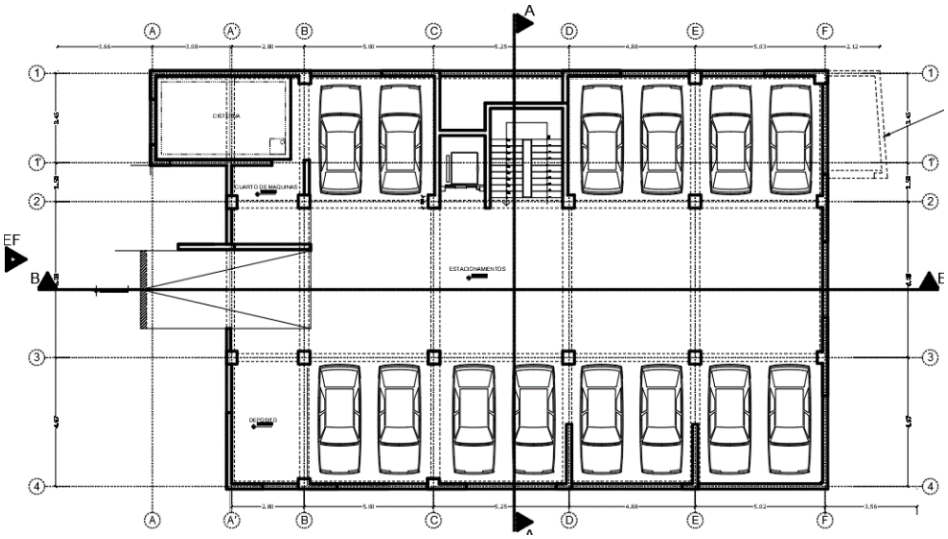


Figura 1-1 Planimetría semisótano

Fuente: Arquitectura

1.4.2. Primer nivel.

Este nivel cuenta con tres departamentos, cada departamento cuenta con sala, comedor, cocina y dormitorios, la distribución de ambientes de cada departamento es distinta con respecto a la otra, tal y como se puede apreciar en la siguiente imagen.

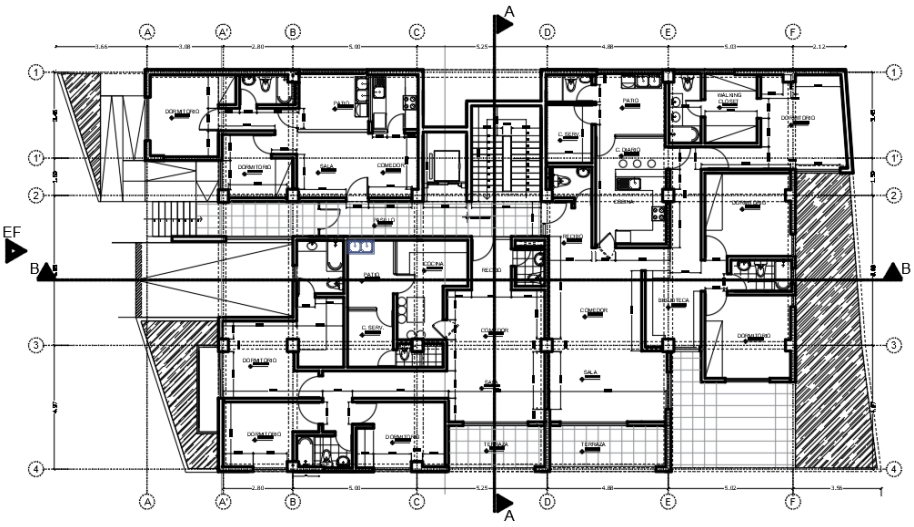


Figura 1-2 Planimetría primer nivel

Fuente: Arquitectura

1.4.3. Segundo nivel, cuarto nivel y sexto nivel.

Estos niveles son típicos y cuentan con 03 departamentos en cada nivel, cada departamento cuenta con sala, comedor, cocina y dormitorios.

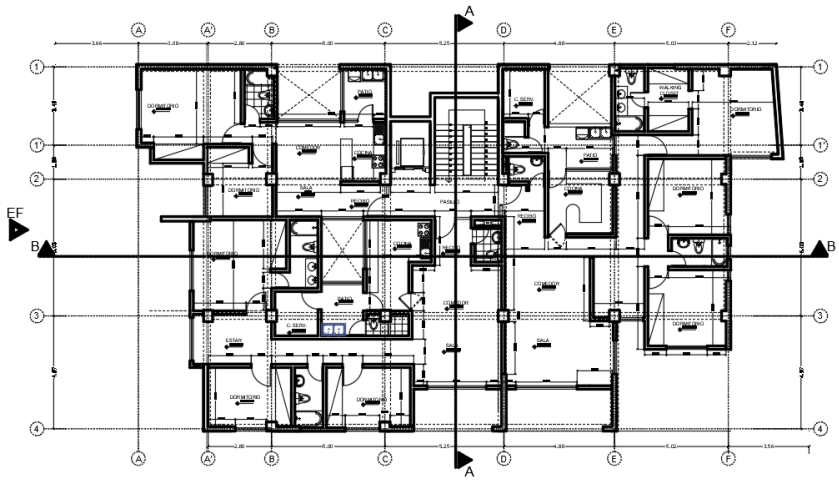


Figura 1-3 Planimetría segundo, cuarto y sexto nivel

Fuente: Arquitectura

1.4.4. Tercer nivel, quinto nivel y séptimo nivel.

Estos niveles son típicos y cuenta con 03 departamentos en el nivel, cada departamento cuenta con sala, comedor, cocina y dormitorios.

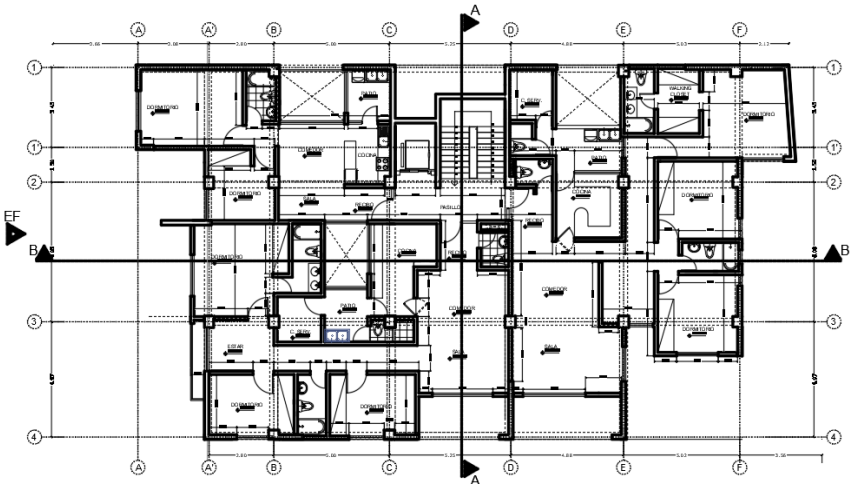


Figura 1-4 Planimetría tercer, quinto y séptimo nivel

Fuente: Arquitectura

1.4.5. Octavo nivel

Este nivel cuenta con 02 departamentos y algunos ambientes de uso común como un gimnasio, asimismo, los departamentos son de distribución y áreas distintas entre sí.

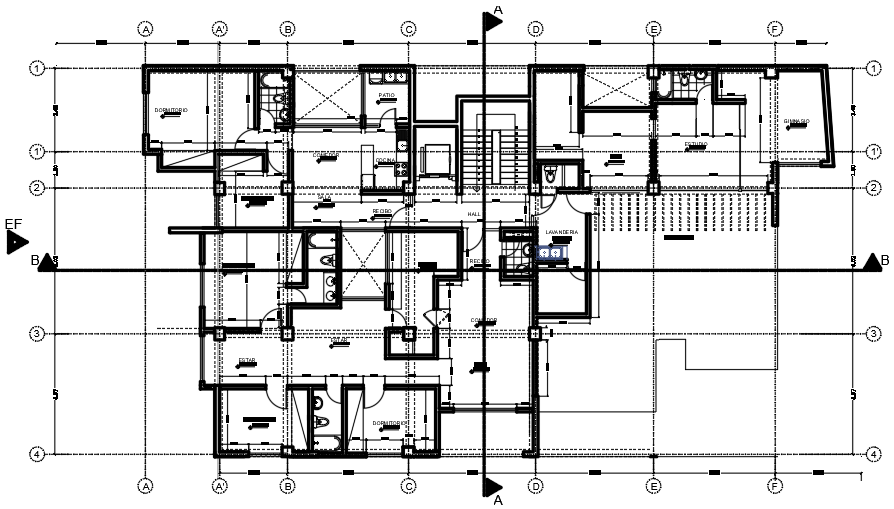


Figura 1-5 Planimetría octavo nivel

Fuente: Arquitectura

1.5.Normas y condiciones de diseño

1.5.1. Norma E020

Según la presente norma, nos otorga cargas mínimas que deben emplearse para el análisis y diseño estructural, dichas cargas están dadas en condiciones de servicio y por ningún motivo las cargas empleadas en el diseño deben ser menores que dichos valores, para la presente tesis consideraremos las siguientes cargas:

1.5.1.1.Carga muerta (CM)

- Concreto armado $2.4 tonf/m^3$
- Concreto simple $2.3 tonf/m^3$
- Tabique de ladrillo $1.35 tonf/m^3$
- Losa aligerada unidireccional e=0.25cm $0.35 tonf/m^2$
- Piso terminado $0.10 tonf/m^2$

1.5.1.2.Carga viva (CV)

- S/C Viviendas (interior de departamentos). $0.20 tonf/m^2$

- S/C Corredores y escaleras en departamentos $0.20\,tonf/m^2$
- S/C Azotea $0.10\,tonf/m^2$
- S/C Semisótano (estacionamientos). $0.25\,tonf/m^2$

1.5.2. Norma E030

Según la presente norma de DISEÑO SISMORRESISTENTE, nos muestra las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un óptimo comportamiento ante un evento sísmico, esto se puede obtener gracias a los siguientes tres tipos de análisis mostradas en la norma: Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes, Análisis Dinámico Modal Espectral y el Análisis Dinámico Tiempo – Historia (Este análisis es complementario).

El presente trabajo realizará el cálculo de las fuerzas sísmicas utilizando un Análisis Dinámico Modal Espectral.

1.5.3. Norma E050

Según la presente norma de SUELOS Y CIMENTACIONES, es de carácter obligatorio realizar el estudio de suelos para conocer las propiedades mecánicas del suelo, sin embargo, el análisis realizado para el presente edificio será con fines académicos y demostrativos en cuanto al comportamiento sísmico de la superestructura y subestructura, por lo tanto, asumiremos las propiedades mecánicas del suelo para el diseño de cimentaciones y los muros de semisótano (empuje).

1.5.4. Norma E060

Según la presente norma de CONCRETO ARMADO, fija las exigencias mínimas para el análisis y diseño de los elementos estructurales de la edificación en concreto armado, asimismo, regula el contenido de planos estructurales en concreto armado.

1.6.Características del suelo considerado

Como se mencionó anteriormente, se asumirá las propiedades mecánicas del suelo como un suelo nivel intermedio.

- Capacidad portante $2.75\,kgf/cm^2$
- Densidad del suelo $1.8\,tonf/m^3$

- Angulo de fricción 30°

1.7.Propiedades mecánicas de los materiales

Para el diseño de todos los elementos estructurales en concreto armado se tomará los siguientes valores:

Concreto:

- Resistencia especificada a la compresión $f'c = 210\,kgf/cm^2$
- Módulo de Poisson $\mu = 0.15$
- Módulo de elasticidad $Ec = 15000\sqrt{f'c}$

Acero de refuerzo:

- Resistencia especificada a la fluencia (grado 60) $fy = 4200\,kgf/cm^2$
- Módulo de elasticidad $Es = 2000000\,kgf/cm^2$

2. CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1.Estructuración

Se llama estructurar a la disposición y características que deben tener los elementos estructurales para que ante su vida útil y eventos de sismo tenga un buen comportamiento estructural.

El anteproyecto presentado para esta tesis muestra la distribución y funcionalidad de ambientes, sin embargo, no muestra las dimensiones y ubicaciones exactas de columnas, vigas, placas, etc. Es decir, no muestra dimensiones funcionales de los elementos estructurales propiamente dichos, es misión del ingeniero estructural realizar la disposición y ubicación correcta de cada elemento estructural considerando algunos criterios de estructuración para así evitar posibles comportamientos estructurales anormales, tales como; torsión, piso blando, columnas cortas, etc. Se debe realizar una limpieza arquitectónica, la cual consiste en eliminar todos los elementos no estructurales del plano y así poder observar con mayor énfasis los elementos estructurales (columnas y placas) que tienen continuidad en pisos superiores.

2.1.1. Criterios de Estructuración

Los principales criterios para realizar una estructuración son las siguientes:

2.1.1.1.Simplicidad y simetría

Como su mismo nombre lo indica una estructura simple y simétrica muestra mayor facilidad de predecir su comportamiento sísmico en comparación a una estructura asimétrica, por lo tanto, la estructuración de nuestro edificio debe estar guiada hacia la ubicación de elementos estructurales simétricos en cada dirección, es decir, otorgarle rigidez en la dirección “X” y “Y”.

La figura 2-1 muestra la distribución en planta de los elementos estructurales del edificio tales como columnas y placas. Se optó por un sistema dual, es decir, habrá existencia de pórticos y muros de corte (placas) en toda la estructura.

Como se aprecia en la figura antes mencionada, se cuenta con una caja de escaleras y ascensor ubicada entre los ejes 1 y 2, esta concentración de placas en dichos ejes hace que la rigidez de la estructura en general tienda a estar cerca a dichos elementos, por lo que, es

importante distribuir muros de corte entre los ejes verticales “D”, “E” y “F” y el eje horizontal 4 para trasladar el centro de rigidez hacia el centro de la estructura, tal y como se muestra en la figura 2-1.

La simetría propiamente dicha se logrará cuando el centro de masas y centro de rigideces estén lo más cerca posible entre sí, porque esto garantizará un comportamiento estructural adecuado al estar eliminando la torsión en planta de dicho edificio.

2.1.1.2.Resistencia y ductilidad

Es importante saber que las fuerzas de sismo que deben tomarse para el diseño son menores a las solicitadas, esto genera una resistencia inferior a la requerida, sin embargo, esta deficiencia debe complementarse otorgando una adecuada ductilidad la estructura, es decir, hacer que la estructura ingrese en el rango plástico sin llegar a la falla.

2.1.1.3.Hiperestaticidad y monolitismo

Se debe otorgar mayor capacidad resistente a la estructura para así generar rotulas plásticas que disipen mejor la energía sísmica.

Para la presente tesis optamos por hacer la estructura rígida regulándolo con el periodo natural de vibración de la estructura, disminuyendo el periodo podemos decir que evidentemente la estructura es más rígida, esto lo podemos corroborar verificando el análisis modal que nos brinda el modelo computarizado en el software ETABS 2016.

2.1.1.4.Uniformidad y continuidad de la estructura

Se debe evitar los cambios de rigidez de los elementos estructurales verticales, porque esto generaría discontinuidad entre pisos y concentración de esfuerzos; es recomendable contar con continuidad tanto en planta como en elevación.

Para la presente tesis, se optó por generar muros de corte continuos desde los primeros niveles hasta los últimos, cabe indicar que se evitó la colocación de muros bandera en los niveles por encima del semisótano.

2.1.1.5.Rigidez lateral

Es importante otorgarle a la estructura rigidez en sus dos ejes principales para evitar deformaciones considerables.

Para la presente tesis, generamos placas tanta dirección “X” como “Y” para que trabajen absorbiendo la mayor cantidad de cortante sísmica que podría generarse en dichas direcciones.

2.1.1.6.Elementos no estructurales

Según la arquitectura propuesta, se muestra la existencia de tabiquería en los pisos superiores al semisótano, por lo que, el peso de cada elemento de tabiquería deberá ser considerado en el análisis estructural como una carga distribuida lineal.

Cabe resaltar, que cada elemento de tabiquería mostrado será correctamente arriostrado con la utilización de columnetas de amarre, asimismo, estas contarán con una junta sísmica para que no lleguen a interferir con la deformación de columnas, placas y vigas estructurales.

2.1.2. Estructuración de elementos estructurales por piso

A continuación, se muestra la distribución de los elementos estructurales en cada planta, los elementos de color azul hacen referencia a placas y columnas, mientras que los elementos de color gris hacen referencia a la tabiquería existente.

2.1.2.1.Estructuración semisótano.

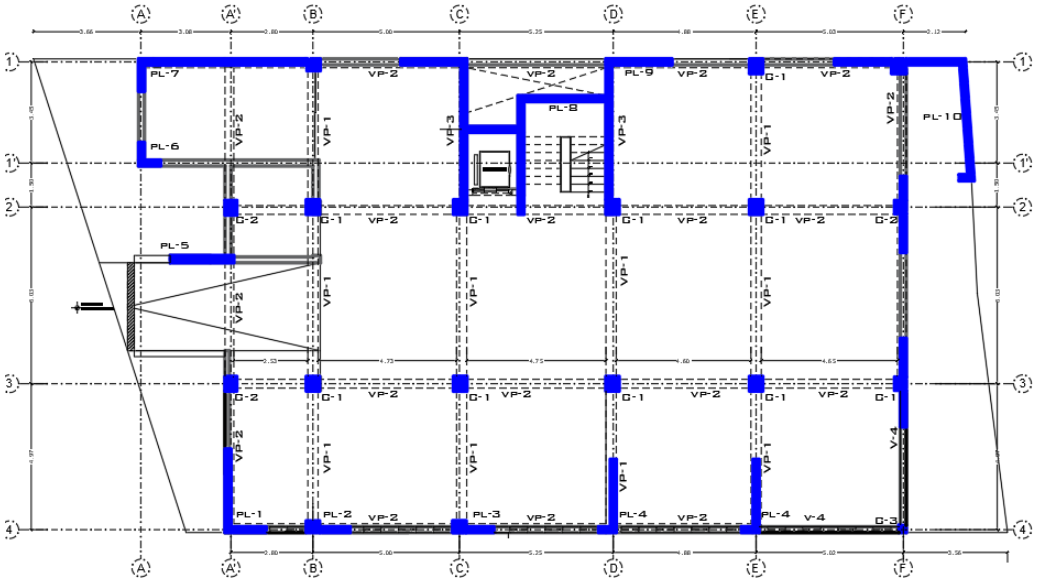


Figura 2-1 Estructuración planta semisótano

Fuente: Diseño propio

2.1.2.2.Estructuración primer nivel.

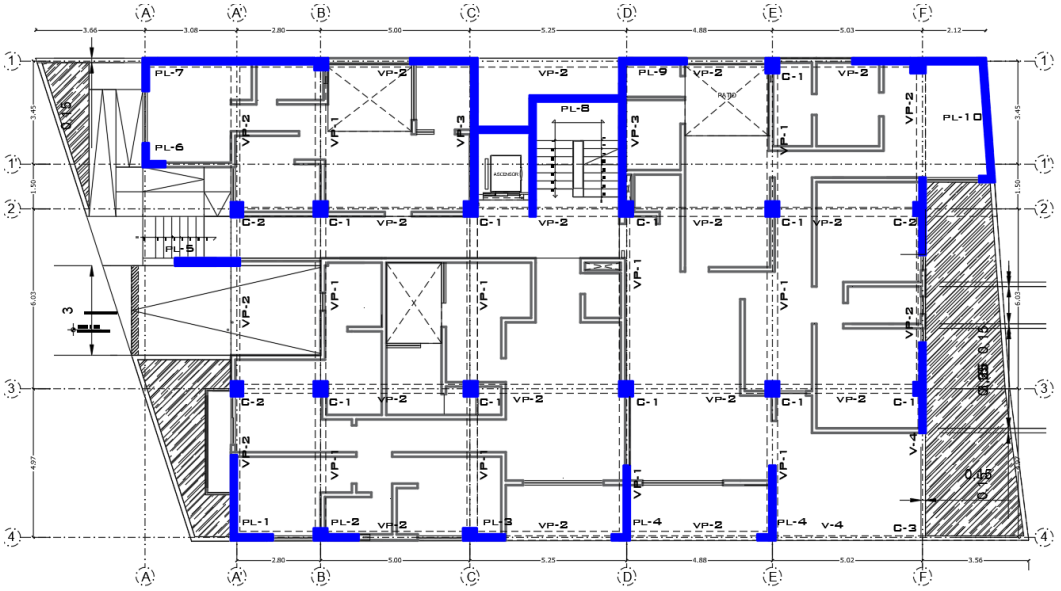


Figura 2-2 Estructuración 1er nivel

Fuente: Diseño propio

2.1.2.3.Estructuración segundo, cuarto y sexto nivel.

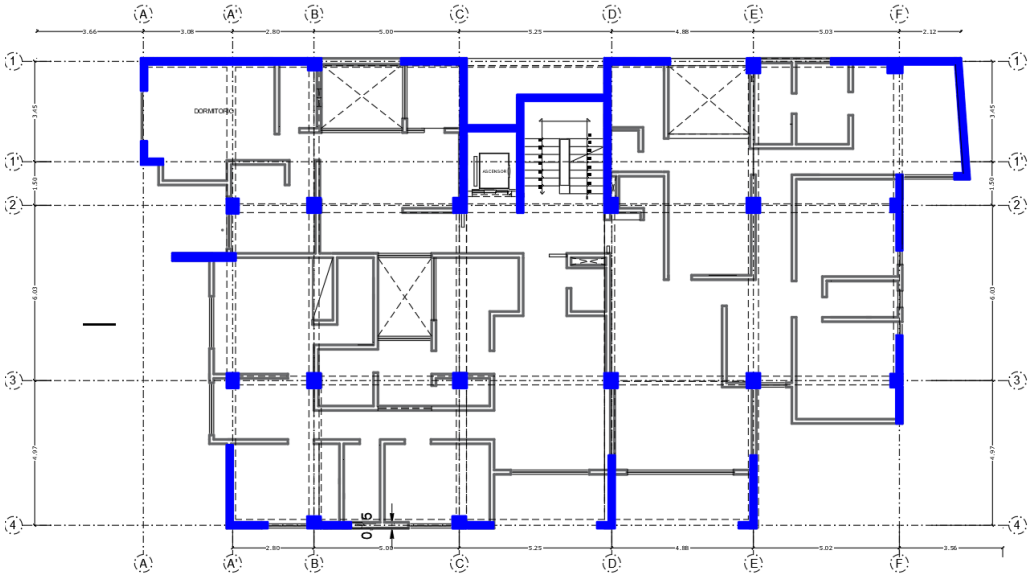


Figura 2-3 Estructuración segundo, cuarto y sexto nivel

Fuente: Diseño propio

2.1.2.4.Estructuración tercer, quinto y séptimo nivel

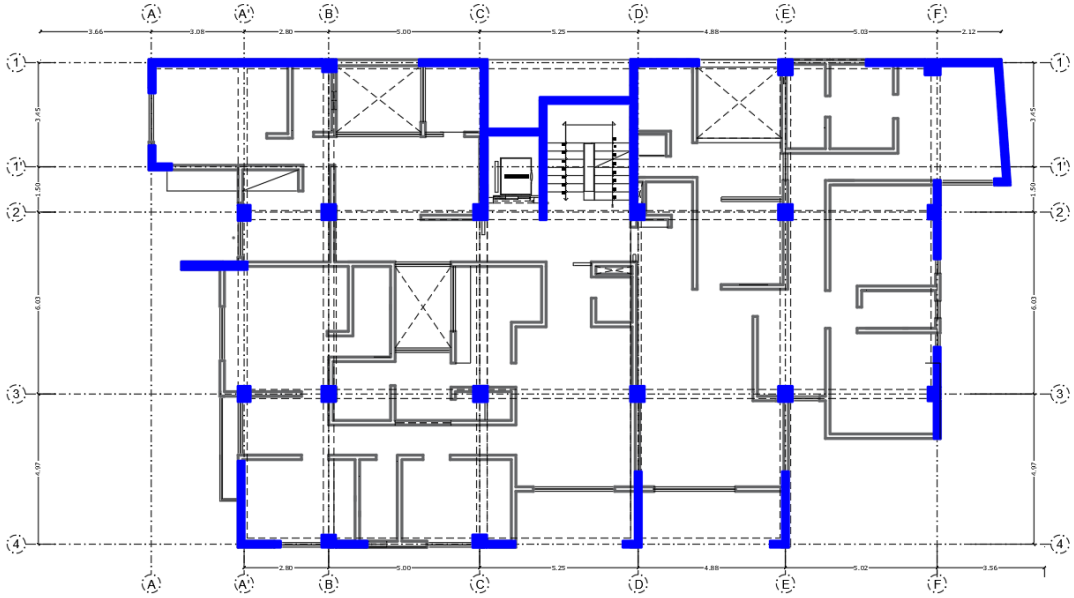


Figura 2-4 Estructuración tercer, quinto y séptimo nivel

Fuente: Diseño propio

2.1.2.5.Estructuración octavo nivel

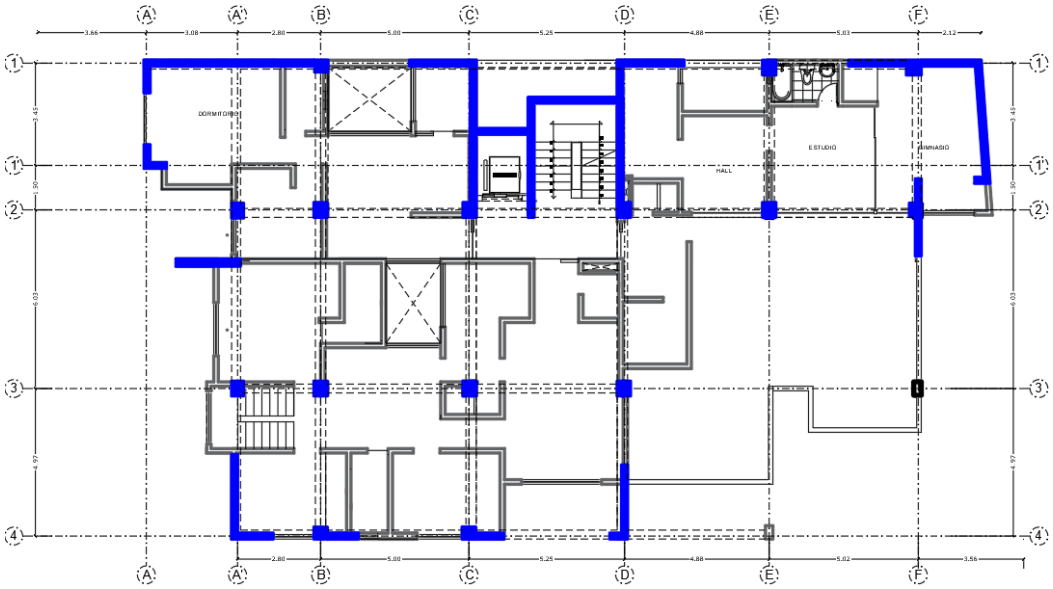


Figura 2-5 Estructuración 8vo nivel

Fuente: Diseño propio

2.2.Predimensionamiento de elementos estructurales

2.2.1. Losas

Para la presente tesis optaremos por utilizar losas aligeradas en una dirección y para el predimensionamiento nos apoyaremos en la tabla 2-1.

Tabla 2-1 Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones extraída de la norma E060.

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

En la presente tesis los paños de mayor dimensión se encuentran entre los ejes verticales C y D y los ejes horizontales 2 y 3, los cuales se muestran en la figura 2-6.

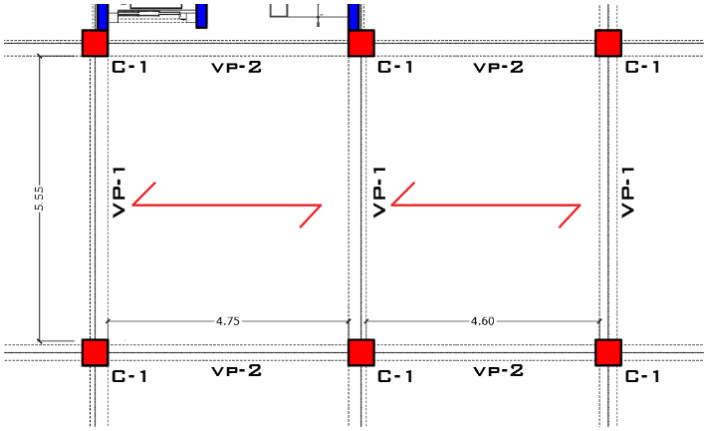


Figura 2-6 Paños de losas críticas

Fuente: Diseño propio

Consideramos como luz libre (Ln) a la dimensión más corta que en nuestro caso sería 4.75m, y de acuerdo a la tabla mostrada anteriormente tenemos:

$$h = \frac{l}{21} = \frac{4.75m}{21} = 0.226m \quad \text{(Ec. II.1.)}$$

Por lo que optamos utilizar un peralte de losa unidireccional de 25cm.

2.2.2. Vigas

Se puede predimensionar las vigas con las siguientes relaciones:

(Ec. II.2.) $$h = \frac{Ln}{10} - h = \frac{Ln}{12}$$

Donde:

$h = Peralte\,de\,viga$

$Ln = Longitud\,libre$

Si bien tenemos vigas principales donde se apoyan nuestras losas unidireccionales, también contamos con vigas secundarias que su principal función es otorgar rigidez lateral a nuestra estructura, ambas vigas serán peraltadas.

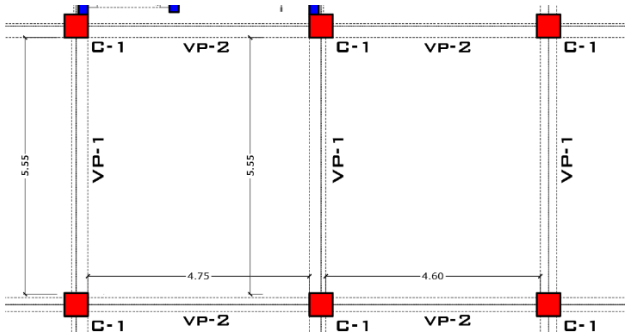


Figura 2-7 Ubicación de vigas principales y secundarias

Fuente: Diseño propio

Concluimos que la longitud libre para nuestra viga principal será de 5.55 m y para nuestra viga secundaria de 4.75m, por lo que, procedemos a predimensionar:

$$h = \frac{5.55}{10} = 0.555m \text{ y } h = \frac{4.75}{11} = 0.431$$

Tenemos un peralte de 0.55m y 0.45 para vigas principales y secundarias respectivamente. Según nuestro reglamento nacional de edificaciones el ancho de vigas estructurales que van a soportar cargas de sismo no deben ser menores que 0.25m, por lo que se decidió otorgarle los siguientes anchos:

Viga principal:

$$A = 0.35m \wedge B = 0.55m$$

Viga secundaria:

$$A = 0.30m \wedge B = 0.45m$$

2.2.3. Columnas

Para realizar el predimensionamiento de columnas usaremos la siguiente formula:

$$Area\,Columna_{CENTRAL} = \frac{P(servicio)}{0.45\,f'c} \quad \text{(Ec. II.3.)}$$

$$Area\,Columna_{EXCENTRICA-ESQUINADA} = \frac{P(servicio)}{0.35\,f'c} \quad \text{(Ec. II.4.)}$$

Donde:

$P(servicio)$=Carga en condiciones de servicio

$f'c$=Resistencia del concreto a la compresión simple.

Podemos calcular la carga P (servicio) mediante la siguiente formula:

$$P(servicio) = P.A_{trib}.N \quad \text{(Ec. II.5.)}$$

Donde:

P=Carga total distribuida por piso

A_{trib}=Área tributaria que se ejerce sobre la columna. (Ver figura 2-8)

N=Número de pisos de la edificación

Para la presente tesis tenemos columnas tanto centrales, extremas y esquinadas; las cuales nos obligan a realizan tres tipos de predimensionamiento con distintas áreas tributarias.

Para calcular el valor de P necesitamos realizar un metrado de cargas:

- Peso del aligerado (CM) $350\,kgf/m^2$ Para un espesor de losa e=0.25m.
- Tabiquería (CM) $200\,kgf/m^2$
- Acabados (CM) $100\,kgf/m^2$
- Peso de vigas (CM) $100\,kgf/m^2$
- Peso de columnas (CM) $60\,kgf/m^2$
- Sobrecarga (CV) $200\,kgf/m^2$

Por lo tanto:

$$P = CM + CV = 350 + 200 + 100 + 100 + 60 + 200 = 1010\,kgf/m^2$$

Esta carga es la que se debe considerar por piso.

Para la columna C-1:

De acuerdo a figura 2-8 muestra un área tributaria de:

$$A_t = 27.97m^2$$

Aplicando las fórmulas antes mencionadas, tenemos:

$$Area\,columna_{CENTRAL} = \frac{1010\frac{kgf}{m^2}\,x27.97m^2x8}{0.45x210\,kgf/cm^2} = 2391.51cm^2$$

$$t = \sqrt{2391.51cm^2} = 48.90cm$$

Por lo tanto, colocamos una columna C-1 de dimensiones de 0.50mx0.45m, peraltada en la dirección "Y".

Para la columna C-2:

$$A_t = 14.54m^2$$

$$Area\,Columna_{Excentrica} = \frac{1010\frac{kgf}{m^2}\,x14.54x8}{0.35x210\,kg/cm^2} = 1471.80cm^2$$

$$t = \sqrt{1471.80cm^2} = 38.36cm$$

Por lo tanto, colocamos una columna C-2 de dimensiones de 0.40mx0.50m, peraltada en la dirección "Y"

Para la columna C-3:

Esta columna solo está presente en la planta de semisótano.

$$A_t = 6.72m^2$$

Aplicando las expresiones para columnas esquinadas tenemos:

$$Area\,Columna_{ESQUINADA} = \frac{930\frac{kgf}{m^2}\,x6.72m^2x8}{0.35x210\,kg/cm^2} = 680.23cm^2$$

$$t = \sqrt{680.23cm^2} = 26.08cm$$

Por lo tanto, colocamos una columna C-3 de dimensiones 0.25mx0.25m. De acuerdo a nuestro reglamento no debe existir columnas estructurales menores de 0.25m de ancho.

En la siguiente figura nos muestra el cálculo de las áreas tributarias para el predimensionamiento de columnas de la presente tesis.

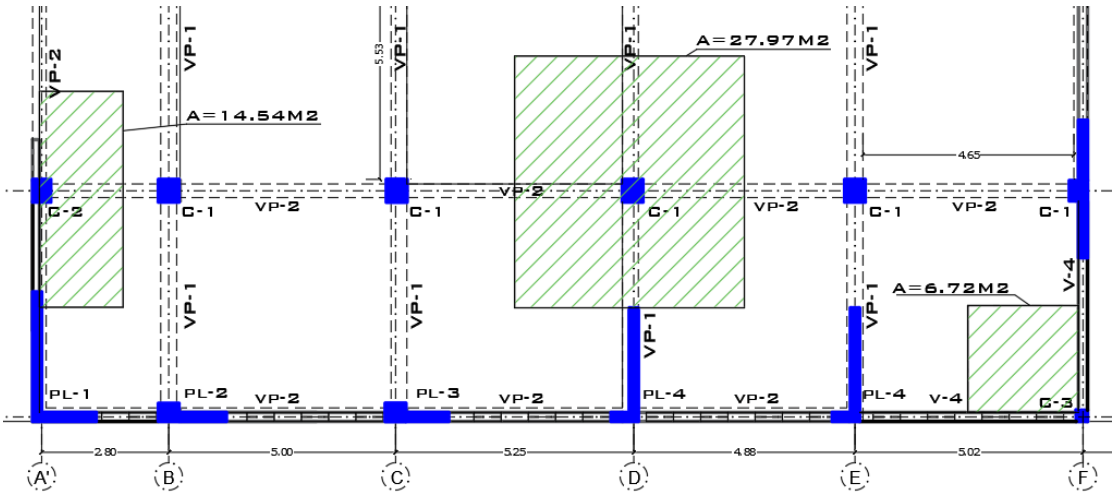


Figura 2-8 Disposición de columnas y áreas tributarias

Fuente: Diseño propio

2.2.4. Placas

Para realizar el predimensionamiento de placas no existe formulas definidas, sin embargo, es importante darnos cuenta que entre mayor porcentaje de placas tenga nuestra edificación mayor fuerza cortante sísmica serán absorbidas por las mismas.

De acuerdo a la estructuración vista en la figura 2-9 se aprecia una gran concentración de placas entre los ejes horizontales 1 y 2, puesto que, en dichos ejes queda la ubicación de la caja de escaleras y ascensor. Para evitar los problemas de torsión que generaría dicha concentración de placas, se colocó placas a lo largo del eje horizontal 4, para rigidizar la zona y así evitar grandes problemas de torsión.

Se optó por colocar todas las placas con espesor de 0.20m (t=20cm), cabe resaltar, que la distribución y espesor de placas puede cambiar después de un análisis sísmico, puesto que, dicho análisis nos mostrará cual es la dirección más débil y por lo tanto deberá ser reforzada con la adición de placas.

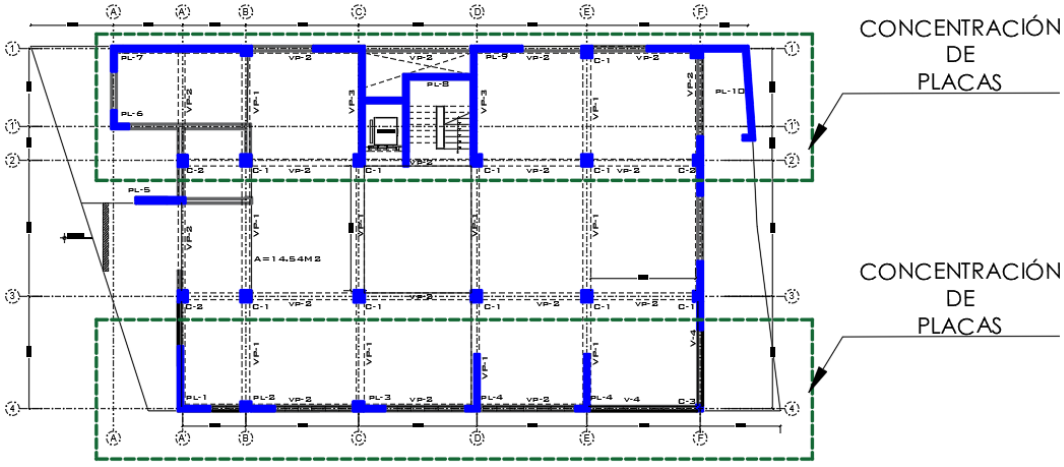


Figura 2-9 Disposición de placas

Fuente: Diseño propio

2.2.5. Escaleras

Se sabe que las escaleras de concreto armado son losas macizas que trabajan en una sola dirección, por lo que el predimensionamiento de la garganta se puede realizar con ayuda de la siguiente expresión.

(Ec. II.6.) $t_{esc} = \frac{LL}{20-25} = \frac{3.45}{20} = 0.1725m$ Dónde LL :Luz libre entre apoyos de escalera.

$t_{esc} = 17.5cm$

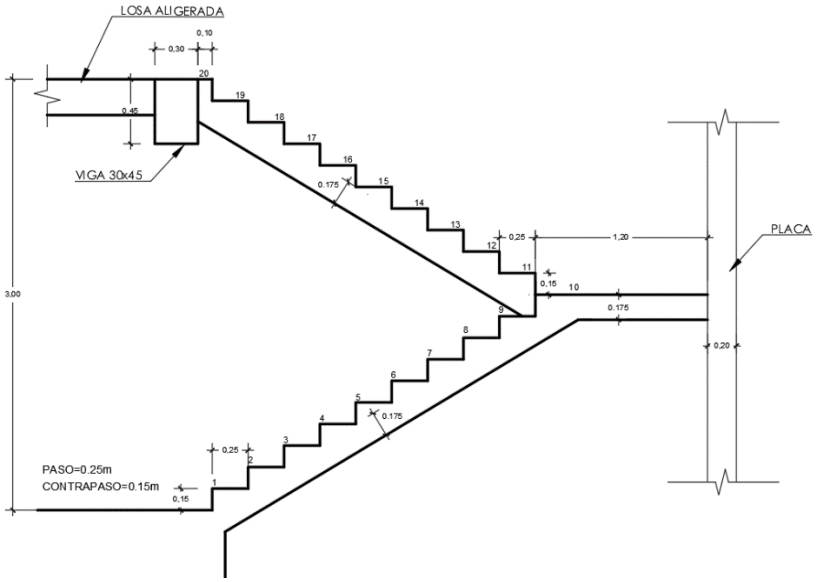


Figura 2-10 Predimensionamiento de escalera del proyecto

Fuente: Diseño propio

2.3.Metrado de cargas

Según la norma E020 del reglamento nacional de edificaciones nos detallan las cargas que se deben aplicar a distintos tipos de edificaciones.

2.3.1. Carga muerta

Para la presente tesis, se utilizó el siguiente listado de cargas muertas que nos brinda la norma E020.

- Concreto armado $2.4 tonf/m^3$
- Concreto simple $2.3 tonf/m^3$
- Albañilería de ladrillo de arcilla huecas $1.35 tonf/m^3$
- Losa aligerada unidireccional e=0.25cm $0.35 tonf/m^2$
- Piso terminado $0.10 tonf/m^2$

2.3.2. Carga viva

Al tratarse de un edificio multifamiliar se utilizó el siguiente listado de sobrecargas.

- S/C Viviendas (interior de departamentos). $0.20 tonf/m^2$
- S/C Corredores y escaleras en departamentos $0.20 tonf/m^2$
- S/C Azotea $0.10 tonf/m^2$

3. CAPÍTULO 3: ELECCIÓN DE LOSA DE ENTREPISO

En el presente capítulo se analizarán las dos posibilidades de losas de entrepiso:

- Losas aligeradas unidireccionales convencionales (bloques de arcilla y concreto)
- Losas aligeradas VIGACERO.

Para el análisis y diseño se tomarán únicamente las cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas). La carga muerta estará definida por el tipo de losa, mientras que la carga viva se definirá de acuerdo a la Norma E020, por lo que definimos hasta dos tipos de carga viva para la presente tesis:

$$CV_1 = 0.20\frac{tonf}{m^2}(Interior\ de\ departamentos)$$

$$CV_2 = 0.20\frac{tonf}{m^2}(Corredores)$$

La siguiente imagen muestra las losas continuas a analizar:

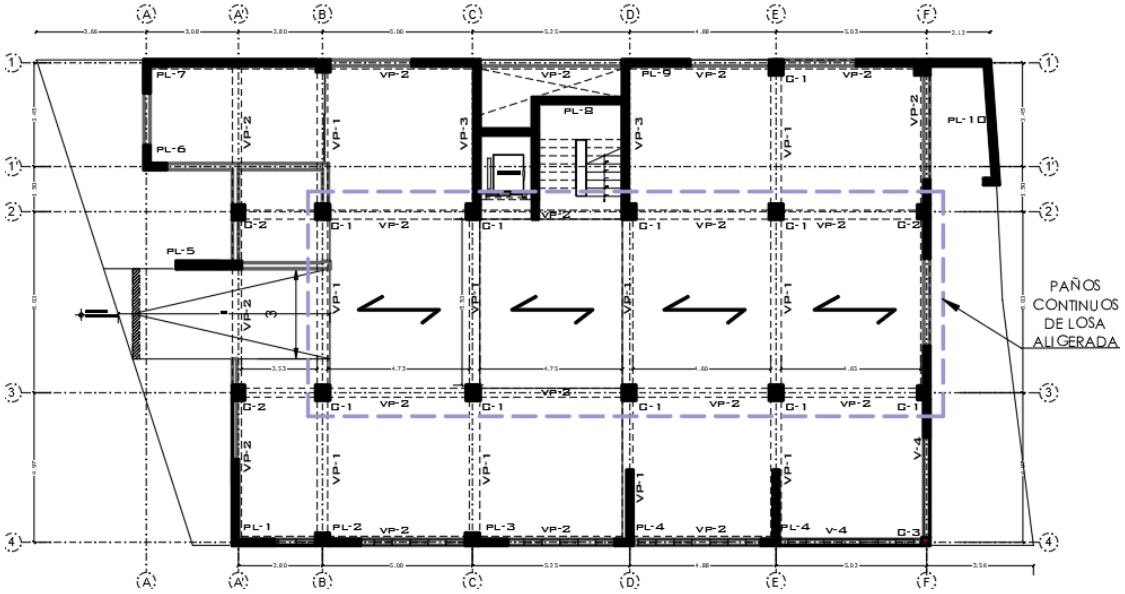


Figura 3-1 Disposición de paños de losas

Fuente: Diseño propio

Se considerará la siguiente alternancia de cargas para obtener los mayores momentos positivos y negativos.

Para momentos positivos:

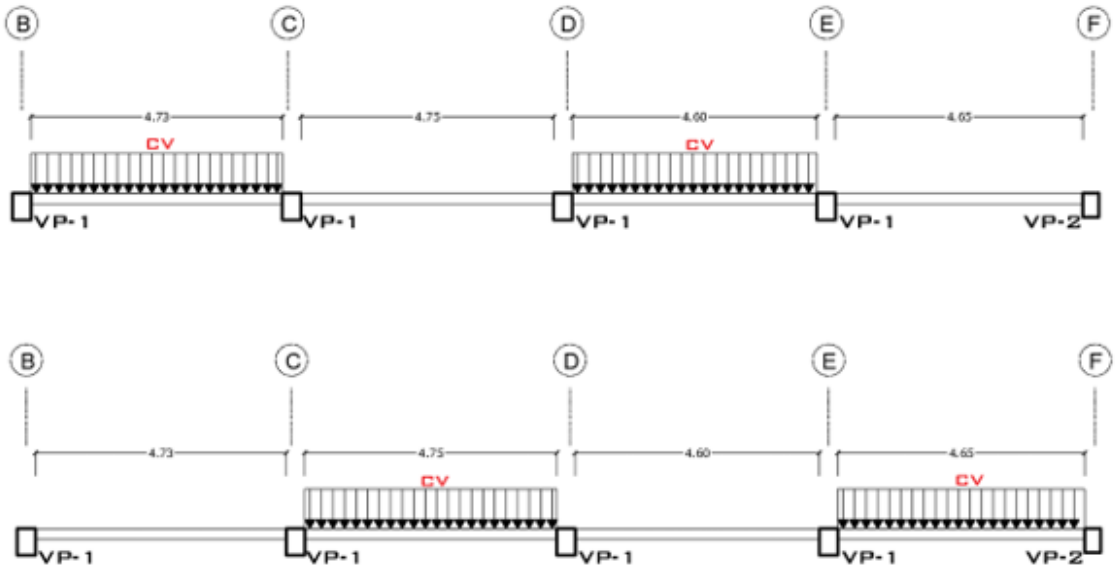


Figura 3-2 Alternancia de cargas para momentos positivos

Fuente: Diseño propio

Para momentos negativos:

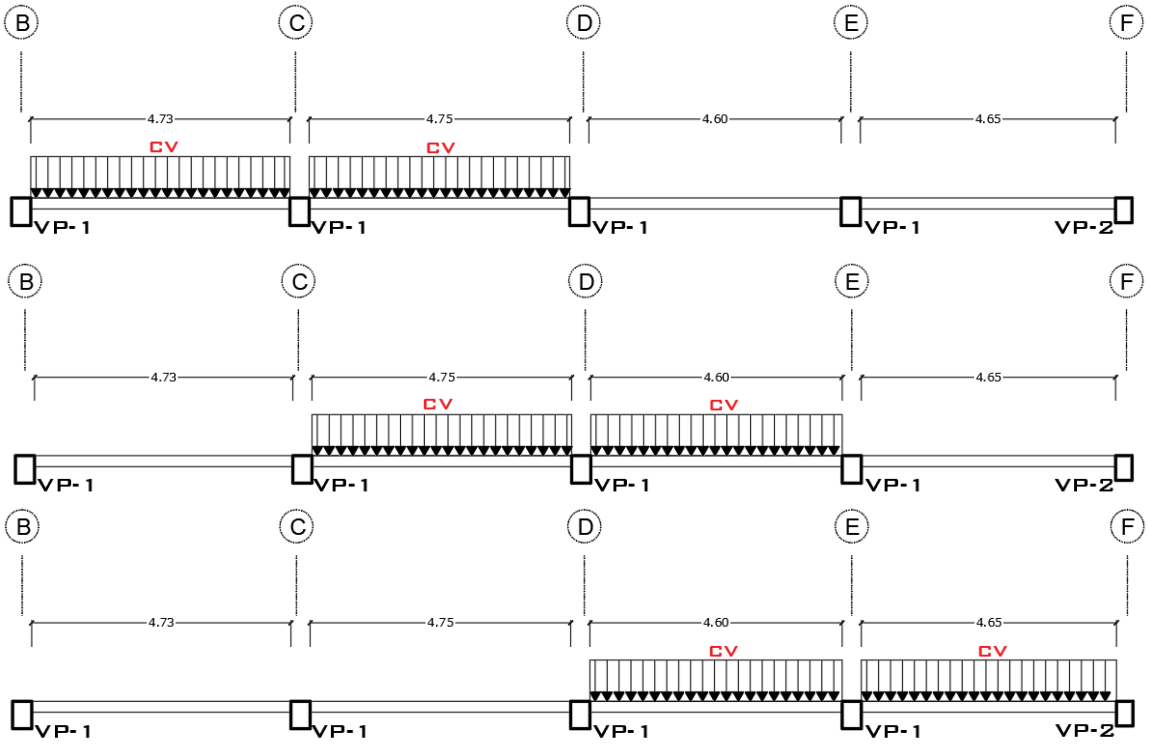


Figura 3-3 Alternancia de cargas para momentos negativos

Fuente: Diseño propio

Estado de carga total:

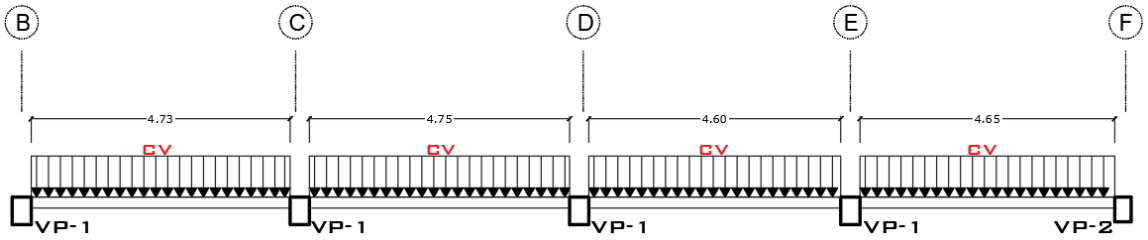


Figura 3-4 Estado de carga total

Fuente: Diseño propio

3.1.Losas aligeradas convencionales

Sabemos que estas losas están compuestas por bloques de arcilla para techo y concreto. De acuerdo a nuestro predimensionamiento expuesto en el capítulo 2, la losa aligerada que se utilizará tendrá un espesor de 25cm (h=25cm) y será unidireccional en su lado más corto

3.1.1. Análisis y diseño de losas aligeradas unidireccionales

3.1.1.1.Análisis estructural

Para el análisis nos apoyaremos en el software ETABS 2016 y se analizará para todas las alternancias de cargas mencionadas anteriormente.

a.) Metrado de cargas:

Carga muerta:

Según la norma E020 del reglamento nacional de edificaciones en el ANEXO 1 (Pesos unitarios) nos muestra que para un espesor de losa aligerada de 25cm el peso es de $350\,kg/m^2$.

Por lo que tenemos:

Peso propio de losa: $CM_1 = 0.35\dfrac{tonf}{m^2}$

Peso piso terminado: $CM_2 = 0.10\dfrac{tonf}{m^2}$

Asimismo, le adicionaremos el peso de algunos muros de albañilería ubicados por encima de nuestra losa, dicho peso será expresado en unidades de fuerza sobre área, otorgándole así el siguiente valor.

$\gamma_{alb} = 1.35 tonf/m^3$ Peso específico de albañilería hueca.

Multiplicamos por nuestro espesor de muro:

$$CM_3 = 0.15m(1.35tonf/m^3) = 0.20tonf/m^2$$

Calculamos el peso total de carga muerta:

$$CM_T = 0.35\frac{tonf}{m^2} + 0.10\frac{tonf}{m^2} + 0.20\frac{tonf}{m^2} = 0.65\frac{tonf}{m^2}$$

Multiplicamos por el ancho de nuestra vigueta:

$$CM = 0.65\frac{tonf}{m^2}\,x0.40m = 0.26\frac{tonf}{m}$$

Carga viva:

La carga viva utilizada está definida por el uso de nuestra edificación, por lo que, usaremos el siguiente valor:

$$s/c = 0.20\frac{tonf}{m^2}$$

Multiplicamos por el ancho de nuestra vigueta:

$$CV = 0.20\frac{tonf}{m^2}\,x0.40m = 0.08\frac{tonf}{m}$$

b.) Análisis estructural.

Para ello nos apoyaremos en las alternancias de cargas mostrados en la figura 3-2 y 3-3, crearemos combinaciones de carga donde consideraremos el peso de la carga muerta en la vigueta y la alternancia de la carga viva en la misma.

b.1.) Peso de la carga muerta

Dicho peso estará distribuido todo el tiempo y a lo largo de toda la vigueta y de acuerdo a nuestro metrado es:

$$CM = 0.26\frac{tonf}{m}$$

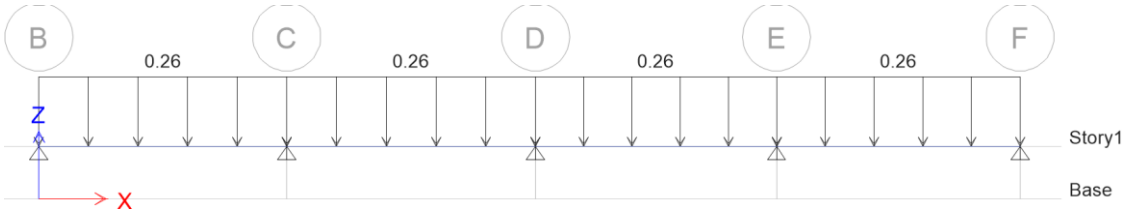


Figura 3-5 Distribución de carga muerta sobre vigueta, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

b.2.) Alternancia de carga 1

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños BC Y DE.

$$CV_1 = 0.08\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_1 = 1.4CM + 1.7CV_1$$

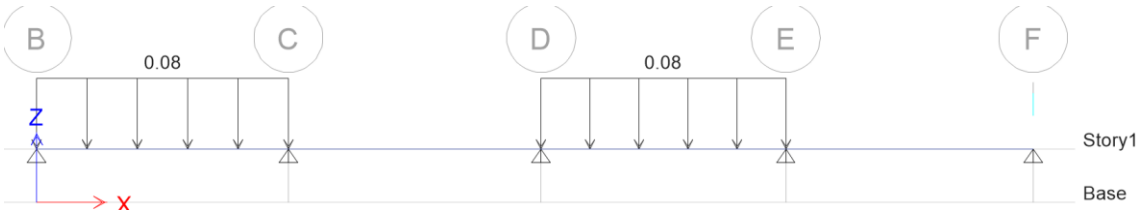


Figura 3-6 Alternancia de carga viva de combinación 1, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

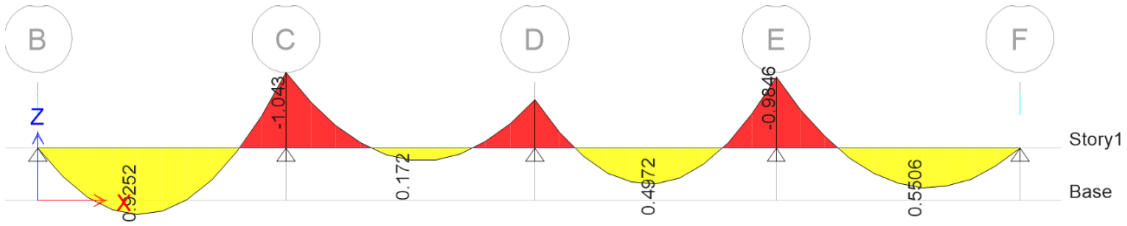


Figura 3-7 DMF de combinación 1, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

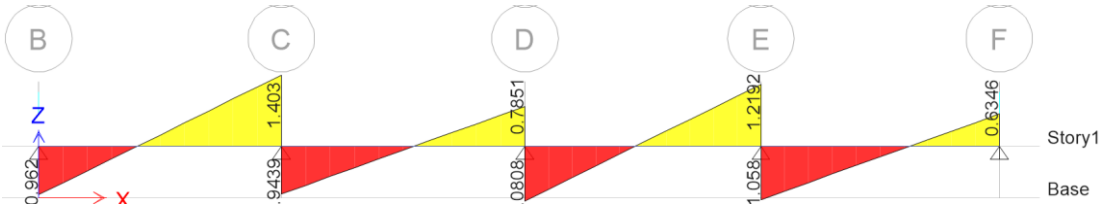


Figura 3-8 DFC de combinación 1, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

b.3.) Alternancia de carga 2

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños CD Y EF.

$$CV_2 = 0.08\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_2 = 1.4CM + 1.7CV_2$$

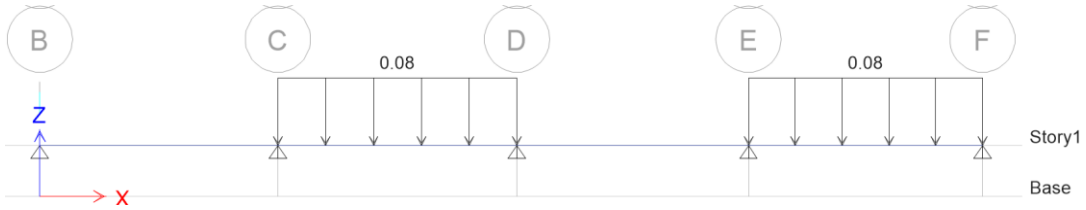


Figura 3-9 Alternancia de carga viva de combinación 2, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

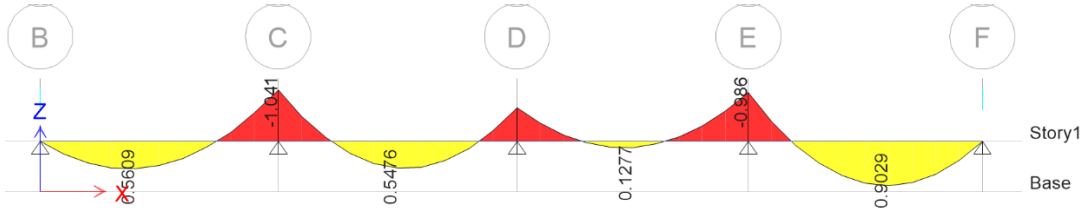


Figura 3-10 DMF de combinación 2, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

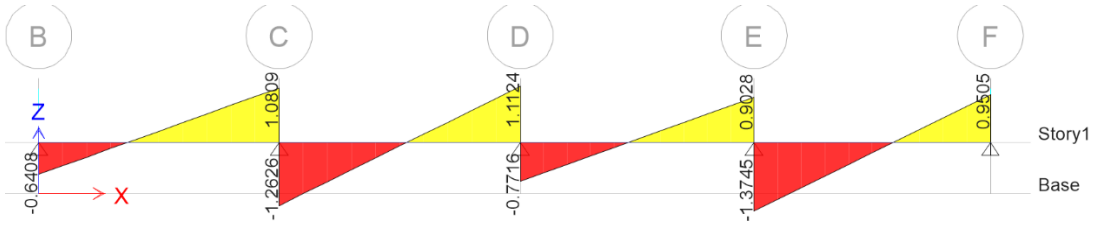


Figura 3-11 DFC de combinación 2, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

b.4.) Alternancia de carga 3

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños BC y CD.

$$CV_3 = 0.08\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_3 = 1.4CM + 1.7CV_3$$

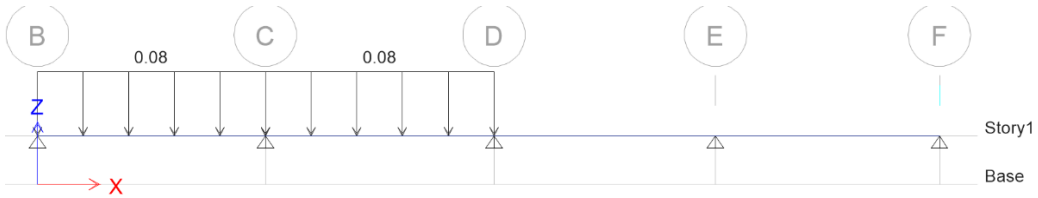


Figura 3-12 Alternancia de carga viva de combinación 3, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

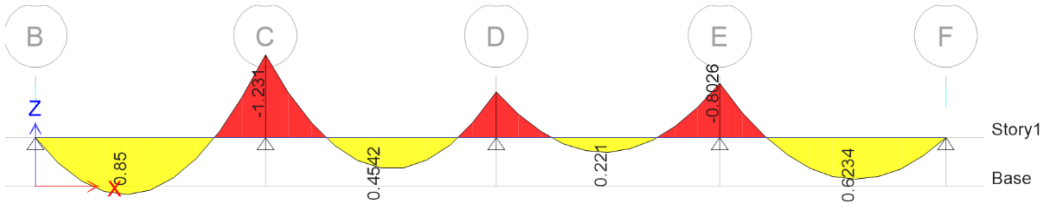


Figura 3-13 DMF de combinación 3, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

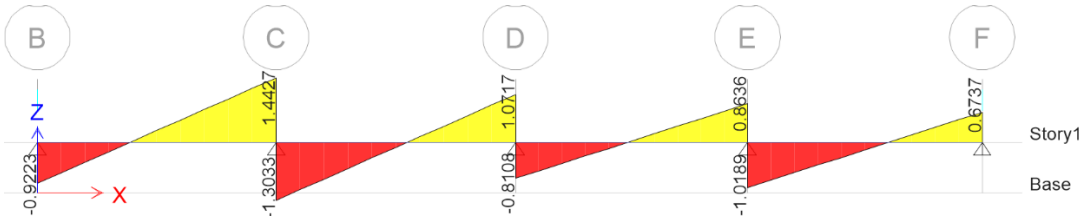


Figura 3-14 DFC de combinación 3, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

b.5.) Alternancia de carga 4

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños CD y DE.

$$CV_4 = 0.08\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_4 = 1.4CM + 1.7CV_4$$

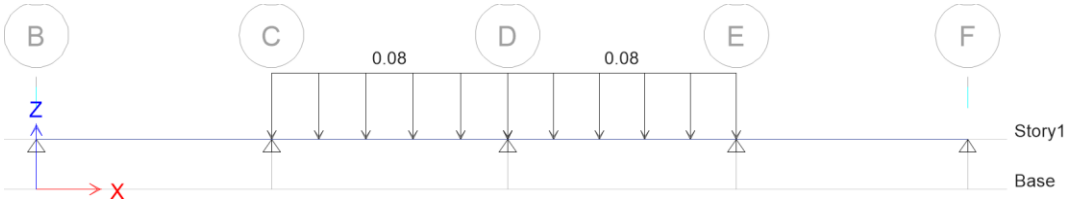


Figura 3-15 Alternancia de carga viva de combinación 4, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

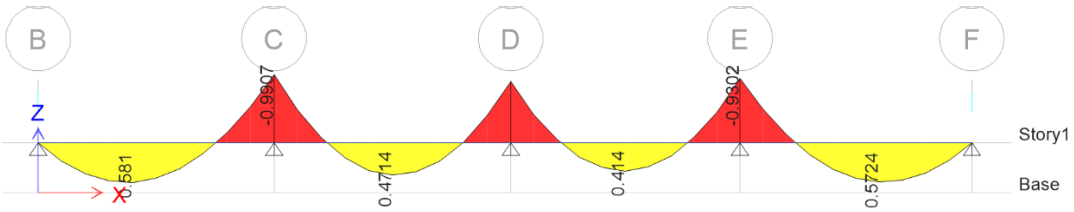


Figura 3-16 DMF de combinación 4, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

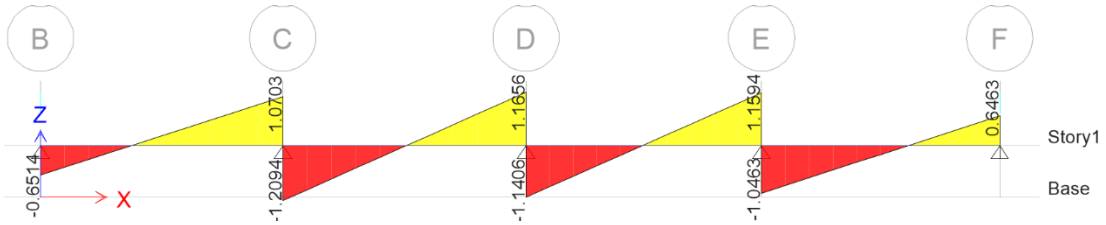


Figura 3-17 DFC de combinación 4, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

b.6.) Alternancia de carga 5

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños DE Y EF.

$$CV_5 = 0.08\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_5 = 1.4CM + 1.7CV_5$$

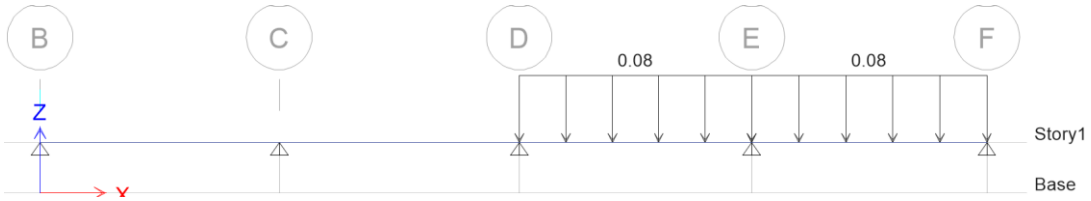


Figura 3-18 Alternancia de carga viva de combinación 5, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

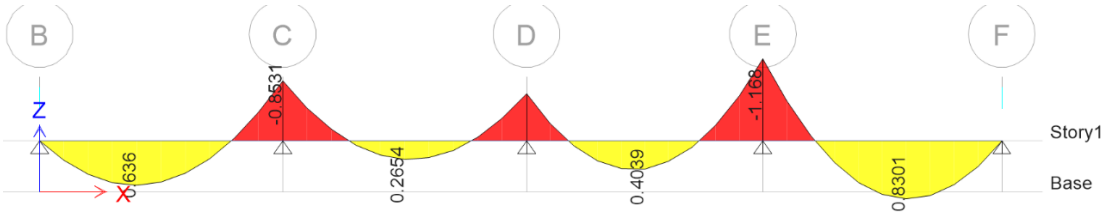


Figura 3-19 DMF de combinación 5, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

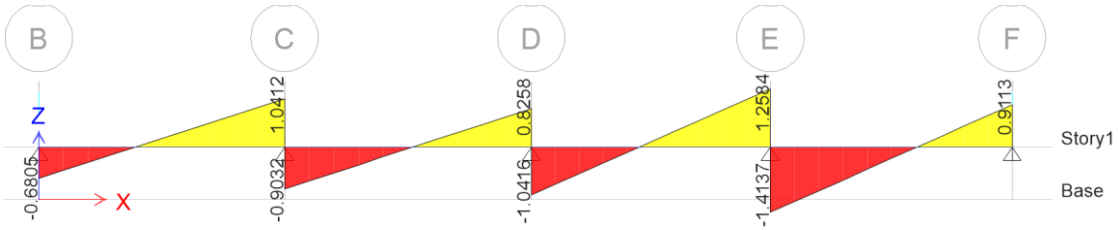


Figura 3-20 DFC de combinación 5, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

b.7.) Envolventes de combinaciones.

A continuación, se muestra la envolvente final de todas las combinaciones de carga mostradas anteriormente. Asimismo, debemos adicionar un momento negativo que se genera en los apoyos B y F, mediante la siguiente formula.

$$M^{-} = \frac{wl^2}{24} \quad \text{(Ec. III.1.)}$$

Donde:

w: Carga ultima distribuida

l: Longitud entre apoyos

Calculamos la carga última distribuida.

$$w = 1.7(0.08) + 1.4(0.26) = 0.5 \, {}^{tonf}/_{m}$$

Calculamos los momentos en los apoyos de los extremos:

$$M^{-}_{2} = \frac{0.5(4.63)^2}{24} = 0.45 tonf.m \qquad M^{-}_{1} = \frac{0.5(4.73)^2}{24} = 0.47 tonf.m$$

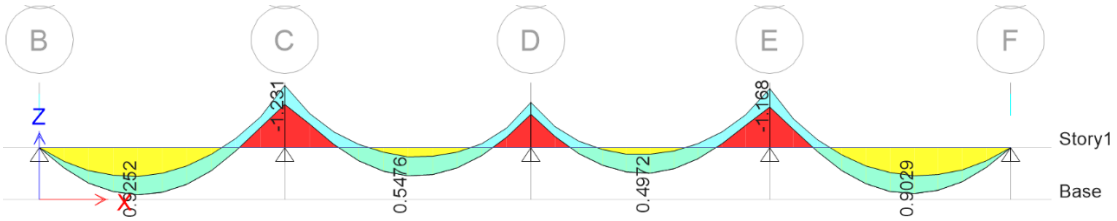


Figura 3-21 Diagrama de envolventes de momentos, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

A continuación, se muestra la envolvente de fuerzas cortantes, sin embargo, se tomará las fuerzas a la cara de las vigas.

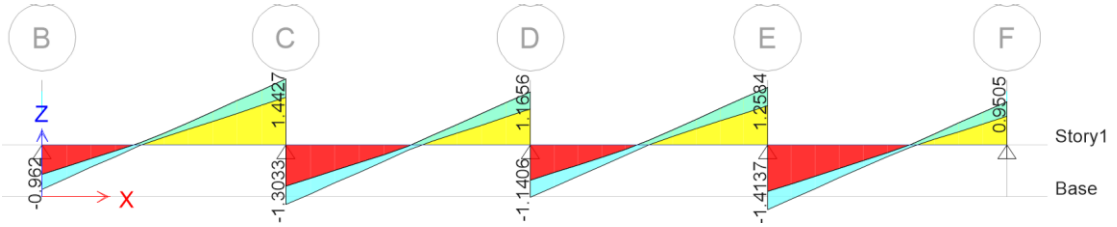


Figura 3-22 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes al eje

Fuente: ETABS 2016

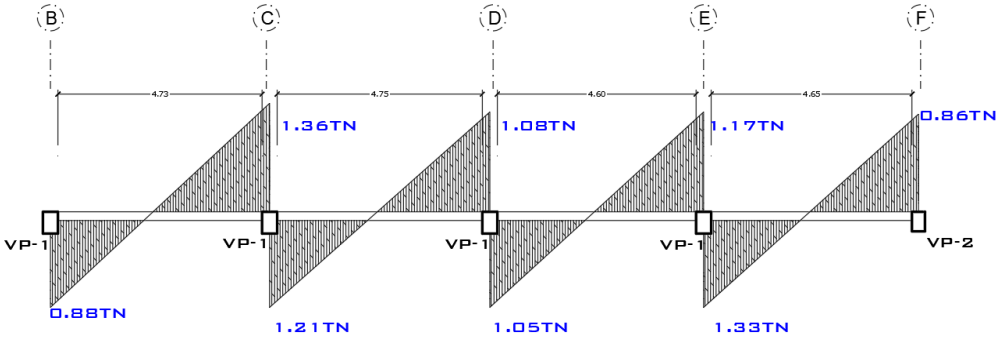


Figura 3-23 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes a la cara de la viga

Fuente: ETABS 2016

3.1.1.2.Diseño por flexión

Se desarrollará un diseño similar a una viga T, por lo debemos definir ciertos factores necesarios como:

$$w = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 M_u}{\phi f'c.b.d^2}} \quad \text{(Ec. III.2.)}$$

Donde:

M_u : Momento último.

ϕ : Factor de reducción.

$f'c$: Esfuerzo a compresión del concreto.

d : Peralte efectivo.

w : Cuantía mecánica.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Posteriormente se calculará la cuantía mediante la siguiente fórmula:

$$\rho = w\left(\frac{f'c}{f_y}\right) \quad \text{(Ec. III.3.)}$$

Sabiendo que la cuantía mínima será de 0.0018 en losas.

Finalmente obtendremos el área de acero con la siguiente fórmula:

$$A_s = \rho_{final}.b.d \quad \text{(Ec. III.4.)}$$

La siguiente tabla muestra la cantidad de acero que requiere cada momento calculado anteriormente:

Para momentos negativos

Tabla 3-1 Diseño por flexión de momentos negativos de losa aligerada, Diseño propio

	Momento Mu (tonf.m)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Diámetro ϕ
Momento negativo	0.47	0.05	0.0025	0.0018	0.57	1φ3/8
Momento negativo	1.23	0.14	0.0068	0.0018	1.53	1φ1/2+1 φ3/8
Momento negativo	0.89	0.10	0.0049	0.0018	1.11	1φ1/2
Momento negativo	1.17	0.13	0.0064	0.0018	1.45	1φ1/2+1 φ3/8
Momento negativo	0.45	0.05	0.0024	0.0018	0.55	1φ3/8

Para momentos positivos

Tabla 3-2 Diseño por flexión de momentos positivos de losa aligerada, Diseño propio

	Momento Mu (tonf.m)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Diámetro ϕ
Momento positivo	0.93	0.0247	0.0012	0.0018	1.1112	1φ1/2
Momento positivo	0.55	0.0144	0.0007	0.0018	0.73	1φ1/2
Momento positivo	0.49	0.0129	0.0006	0.0018	0.72	1φ1/2
Momento positivo	0.90	0.0231	0.0012	0.0018	1.0386	1φ1/2

3.1.1.3.Verificación de cortante

Se realizará la verificación por corte y para ello debe cumplir que:

(Ec. III.5.) $$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_n : Cortante nominal

V_u : Cortante ultima

Del análisis estructural antes mostrado, extraemos la cortante última requerida:

$$V_u = 1.36tn$$

Calculamos la cortante nominal mediante la siguiente expresión:

(Ec. III.6.) $$V_n = 0.53(1.10)\sqrt{f'_c}(b)(d)$$

$$V_n = (0.53)1.10x\sqrt{210}x10x22.5 = 1.90tonf$$

Finalmente demostramos la condición requerida para la verificación por cortante.

$$V_u \leq \phi V_n$$
$$1.36tn \leq 0.85x1.90tn$$
$$1.36tn \leq 1.62tn$$

Por lo tanto, queda demostrado que cumple dicha condición.

3.1.1.4.Diseño de acero de temperatura.

El acero de temperatura está ubicado en la losa de concreto de 5cm y su principal función es evitar el agrietamiento de la losa.

(Ec. III.7.) $$A_{s-Temperatura} = \rho_{temperatura} xbxh$$
$$A_{s-Temperatura} = 0.0018x100cmx5cm$$
$$A_{s-Temperatura} = 0.9cm^2 (3\phi \, 1/4")$$

Sin embargo, la norma nos restringe que el espaciamiento máximo entre aceros será de 5t, donde t es el espesor de la losa de concreto.

$$5t = 5x5cm = 25cm$$

Finalmente tenemos: $\phi \, 1/4"@25cm$ En ambas direcciones.

3.1.1.5.Corte de acero

Nos apoyaremos en la envolvente de momentos obtenidos anteriormente para calcular el punto de corte, asimismo, se realizará la verificación con lo recomendado por el ACI, cuyo diagrama para corte de acero nos muestra en la figura 3-25.

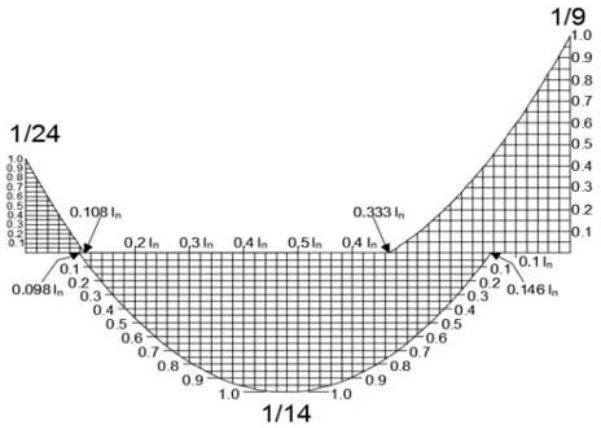


Figura 3-24 Puntos de corte recomendado por ACI

Fuente: ACI

a.) Para el momento negativo en el extremo:

Para esta distancia de corte, nos apoyaremos en lo recomendado por el ACI, el cual recomienda que dicho punto de inflexión será de $0.108l_n$. Se debe adicionar el mayor de los siguientes valores:

$d \rightarrow d = Peralte\,efectivo$		$d = 17.5cm$
$12db \rightarrow db = Diametro\,de\,la\,barra$	Reemplazando:	$12db = 11.43cm$
$l_n/16 \rightarrow l_n = Luz\,libre$		$l_n/16 = 29.6cm$

Finalmente:

$$Longitud\ corte = 0.108(4.73m) + 0.296m = 0.90m$$

b.) Para los momentos en los apoyos internos:

Nos apoyamos en diagrama de momentos obtenidos por el software ETABS.

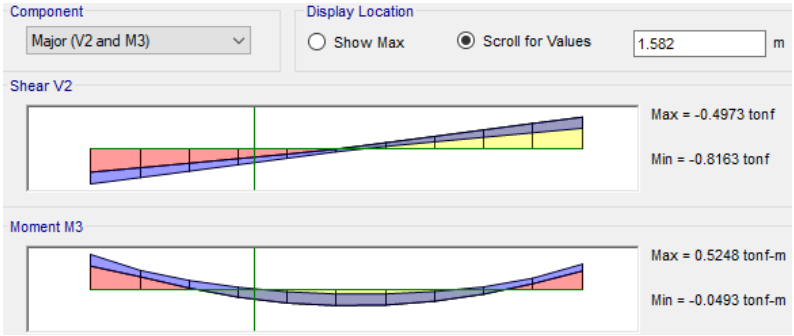


Figura 3-25 Distancia de corte de acero de refuerzo negativo

Fuente: ETABS 2016

Como podemos verificar en la figura 3-25, el punto de corte es de 1.58m, mientras que la distancia que recomienda el ACI en la figura 3-24 es de $0.33l_n$.(ln: luz libre entre apoyos).

Por lo que tenemos:

$Longitud\ corte = 0.33(4.75m) = 1.57m$ Para cada lado.

Finalmente optamos por otorgar una distancia de corte de 1.60m a cada lado en los apoyos internos de la losa.

3.1.1.6.Planos de detalle

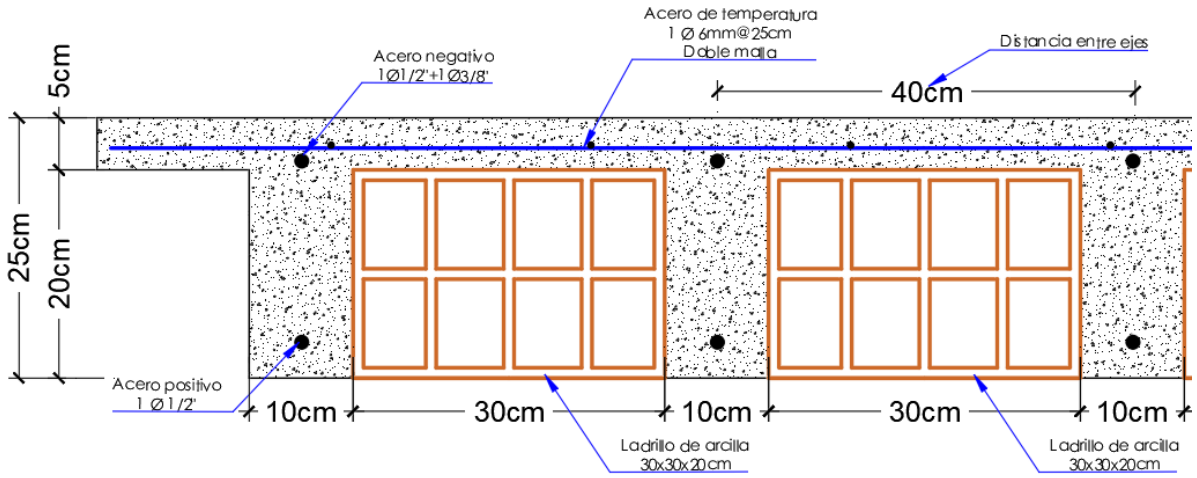


Figura 3-26 Corte transversal de losa aligerada

Fuente: Diseño propio

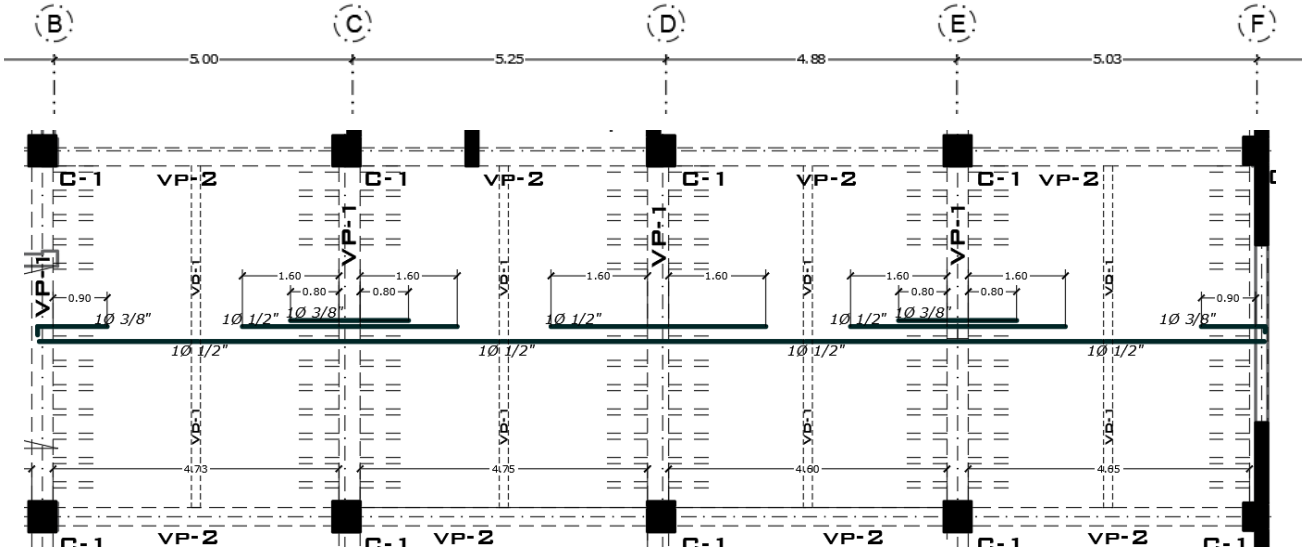


Figura 3-27 Plano de detalle general de losa aligerada unidireccional

Fuente: Diseño propio

Para la losa aligerada convencional, es recomendable adicionar viguetas de arriostre a la mitad del centro de luz de la losa aligerada para evitar posibles problemas estructurales como pandeo o deflexiones pronunciadas.

3.2.Losas aligeradas Vigacero

3.2.1. Definición

Es un sistema de techo aligerado conformado por viguetas prefabricadas de acero estructural galvanizado y casetones de poliestireno expandido de alta densidad, que facilita la construcción de losas aligeradas(techos) de una manera más rápida y sencilla, dicho sistema fue aprobado por resolución ministerial Nº 264-2014-VIVIENDA.

La parte estructural del sistema está constituida por viguetas prefabricadas de acero con concreto entre ellas y una losa superior vaciados in situ de 4cm como mínimo con una malla de temperatura y la parte no estructural está compuesta por casetones de poliestireno expandido de alta densidad ubicados entre las viguetas.

3.2.2. Detalle de componentes

3.2.2.1.Vigueta galvanizada

Son viguetas prefabricadas de acero galvanizado que cumplen con las disposiciones del capítulo 17 “Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión” de la norma peruana E060. Se puede fabricar con los siguientes tipos de acero:

- Acero pre-galvanizado de alta resistencia ASTM A 653
- Acero Cold Rolled de alta resistencia ASTM A 1008
- Acero al carbono laminado en caliente ASTM A 1011

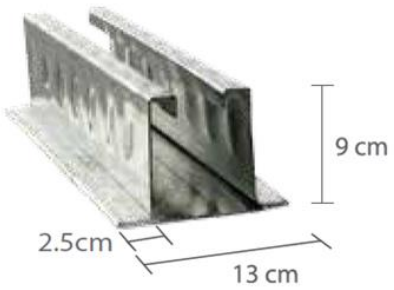


Figura 3-28 Detalle isométrico de vigueta

Fuente: Manual técnico VIGACERO

La vigueta tiene una forma de TT invertida tal como muestra la figura 3-28 con 9cm de altura y 13cm de ancho en el ala inferior.

En las salientes que podemos apreciar en la figura mencionada de 2.5cm se apoyan los casetones EPS.

En la siguiente tabla mostramos sus propiedades mecánicas:

Tabla 3-3 Propiedades mecánicas de vigueta Vigacero, Manual Técnico Vigacero

Peso	*kg/m*	*4.8*
Luz máxima entre apoyos	*m*	*8*
Área	*mm2*	*600*
f_y	*psi*	*36000*
f_y	*kg/cm2*	*2530*
I_x	*mm4*	*743674*
s_{xt}	*mm3*	*12965*
s_{xb}	*mm3*	*22784*
y	*mm*	*32.64*

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia.

f_u : Esfuerzo de tensión último.

I_x : Momento de inercia alrededor del eje “X”.

s_{xt} : Modulo elástico respecto a la fibra superior.

s_{xb} : Módulo elástico respecto a la fibra inferior.

y : Centro de masa de la vigueta, respecto a la fibra inferior.

3.2.2.2.Casetón de poliestireno expandido (EPS)

Este componente será el encargo de reemplazar el ladrillo de arcilla convencionalmente utilizado.

Figura 3-29 Detalle isométrico de casetón de poliestireno

Fuente: Manual técnico Vigacero.

Tabla 3-4 Características de casetones de EPS, Manual técnico Vigacero

CARACTERÍSTICAS DE LOS CASETONES EPS	
DIMENSIONES	*Largo: 1.00m ó 2.00m* *Ancho: 75cm ó 60cm* *Espesor: 9,12,15,20 a 30cm*
PESO MAXIMO POR UNIDAD	*1.0kg/Casetón estándar e=9cm* *1.7kg/Casetón estándar e=15cm*
DENSIDAD	*15kg/m3*
COLOR	*Blanco*
ACABADO	*Lisos, ranurados o pre-tarrajeado*
COMPORTAMIENTO FISICO	*Material incombustible, que contiene agente ignífugo (no propaga llama), auto extinguible*

A continuación, mostramos una tabla que muestra los pesos para los distintos tipos de casetones que podrían ser utilizados en un sistema de losa aligerada Vigacero.

Tabla 3-5 Características de Casetones de EPS, Manual técnico Vigacero

ALTURA O ESPESOR DE LA LOSA	ALTURA DEL CASETON (cm)	ANCHO (cm)	APOYOS MIN (cm)	LARGO (cm)	PESO (kg)	VOLUMEN (m3)
16cm @ 84cm	*12*	*75*	*2.5*	*1*	*1.8*	*0.09*
17cm @ 84cm	*12*	*75*	*2.5*	*1*	*1.8*	*0.09*
20cm @ 84cm	*15*	*75*	*2.5*	*1*	*1.69*	*0.113*
25cm @ 84cm	*20*	*75*	*2.5*	*1*	*2.25*	*0.15*
30cm @ 84cm	*25*	*75*	*2.5*	*1*	*2.81*	*0.188*
35cm @ 84cm	*30*	*75*	*2.5*	*1*	*3.38*	*0.225*

3.2.2.3.Malla de temperatura

Dicha malla, es un alambrón de 6mm armada en dos direcciones y se ubica por encima de viguetas y casetones. Es decir, se ubica en la losa de concreto evitando agrietamiento en la misma.

3.2.3. Detalles generales de procedimiento de instalación

- Debemos apoyar la vigueta de acero galvanizado con una distancia mínima de 2.5cm sobre el encofrado de la viga o muro, asimismo la distancia entre viguetas será de 0.84m o 0.69m, esta distancia entre viguetas dependerá de los requerimientos estructurales y sobrecarga que soporta la losa a lo largo de su vida útil.

Figura 3-30 Sistema de apoyo de vigueta Vigacero

Fuente: Manual técnico Vigacero

- Seguidamente colocar los casetones de EPS entre las viguetas.

Figura 3-31 Forma de colocación de casetón de EPS

Fuente: Manual técnico Vigacero

- Para la colocación de instalaciones eléctricas y sanitarias se podrá utilizar una pistola a calor para cortar los casetones de EPS y darle mayor versatilidad al trabajo, asimismo, queda claro que no debe existir ninguna tubería en el interior de la vigueta, puesto que, el concreto ubicado dentro de la vigueta tiene una función estructural importante que es la adherencia con la vigueta galvanizada Vigacero.
- Se coloca la malla de temperatura, que trabaja como un refuerzo a la contracción del concreto y generalmente es una cuadricula de 25x25cm con la varilla de 6mm, asimismo, se aplica el uso de tacos de concreto (8x8x4cm) lo cuales son separadores ubicados encima de la vigueta y debajo de la malla de temperatura que garantizan que dicha malla quede embebida en la losa de concreto superior y así poder garantizar un buen comportamiento estructural.

- La colocación del acero negativo es colocado colgado de la malla de temperatura y sobre cada vigueta.

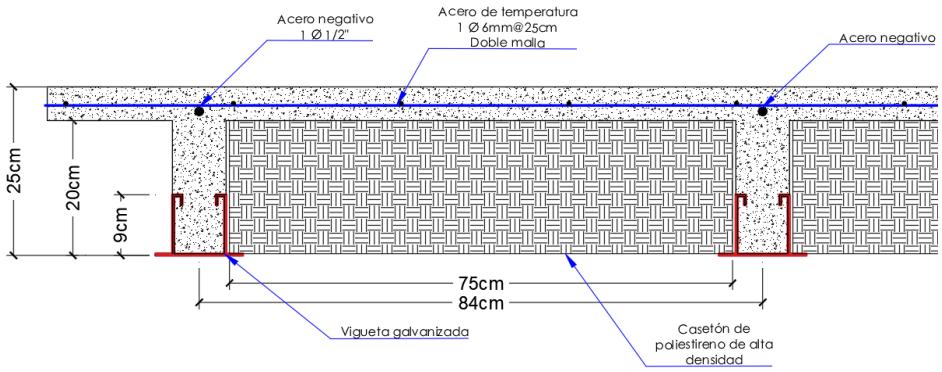
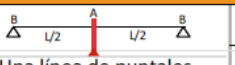
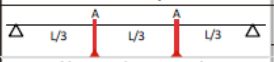
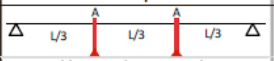


Figura 3-32 Detalle de ubicación de acero negativo y malla de temperatura

Fuente: Diseño propio

- El vaciado de concreto debe ser rápido y homogéneo como en cualquier sistema de losas aligeradas.
- El sistema Vigacero no hace uso de encofrados, puesto que, la propia vigueta funciona de encofrado para el concreto en el interior de la vigueta, a la vez, cuenta con una extensión de 2.5cm a cada lado para sostener el casetón de poliestireno; sin embargo, si necesita apuntalamiento. A continuación, mostramos el sistema de apuntalamiento de sistema Vigacero.

Tabla 3-6 Esquema de apuntalamiento sistema Vigacero, Manual técnico Vigacero

ESQUEMA DE APUNTALAMIENTO SISTEMA VIGACERO				
Longitudes entre ejes de apoyo	**Espesor de losa**	**Esquema de apuntalamiento**	**Reacción sobre la línea de puntales (A)**	**Reacción sobre la línea de puntales (B)**
L ≥ 3.5 m	e=17cm	 Una línea de puntales	≤ 152.82 Kg/m	392,97 Kg/m
	e=20cm		≤ 154.00 Kg/m	396 Kg/m
3.50 m ≤ L ≤ 5.50 m	e=20cm	 2 líneas de puntales	≤ 385.95 Kg/m	992,50 Kg/m
	e=25cm		≤ 400.25 Kg/m	1029,3 Kg/m
5.50 m ≤ L ≤ 6.00 m	e=30cm	 2 líneas de puntales	≤ 481,62 Kg/m	1238,45 Kg/m

Por lo que es importante verificar en la etapa de diseño la cantidad de puntales necesarios para cada proyecto es específico.

- Finalmente se realiza el acabado de cielo raso.

3.2.4. Detalles constructivos

- Apoyo en viga exterior.

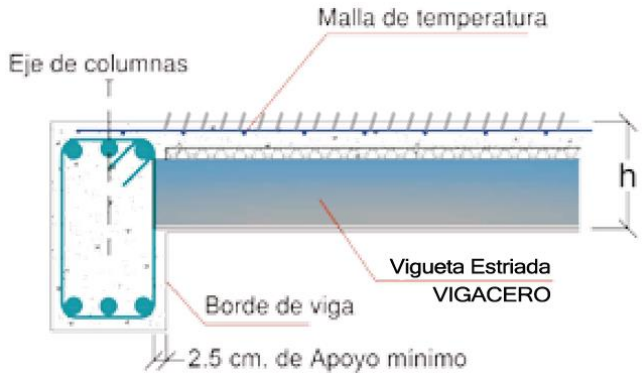


Figura 3-33 Detalle de apoyo en viga exterior

Fuente: Manual técnico Vigacero

- Apoyo en viga chata exterior

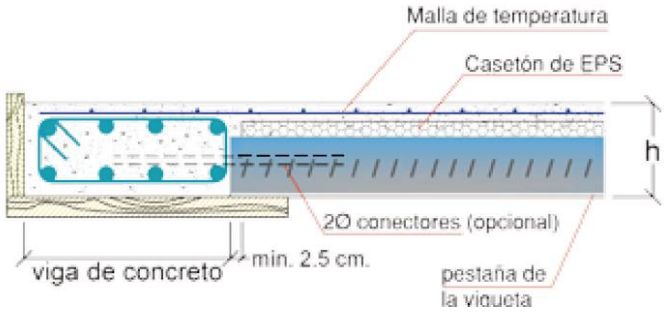


Figura 3-34 Detalle de apoyo viga chata exterior

Fuente: Manual técnico Vigacero

- Apoyo en viga interior o exterior con volado

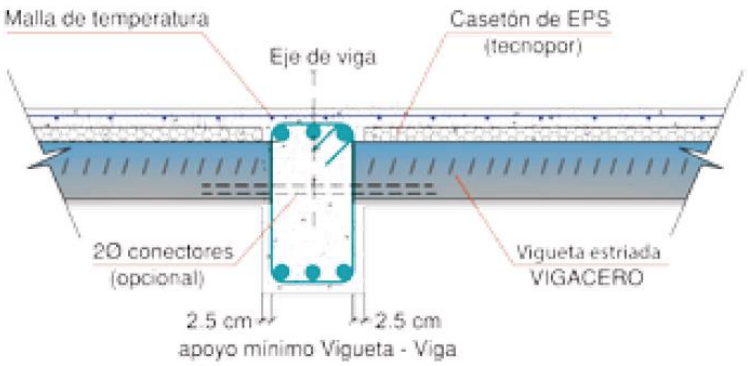


Figura 3-35 Detalle de apoyo en vigas interiores

Fuente: Manual técnico Vigacero

- Apoyo en viga interior o exterior con volado en diferentes niveles

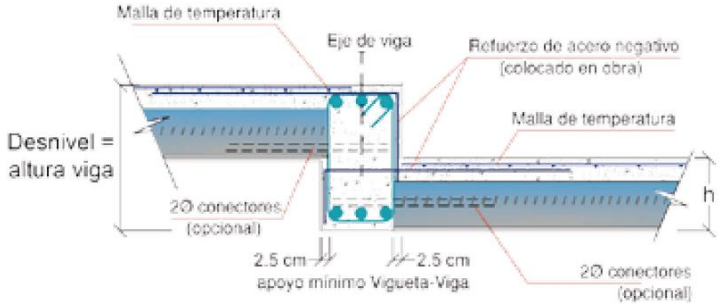


Figura 3-36 Detalles de apoyo en vigas interiores con desnivel

Fuente: Manual técnico Vigacero

- Apoyo en edificios con muros de ductilidad limitada

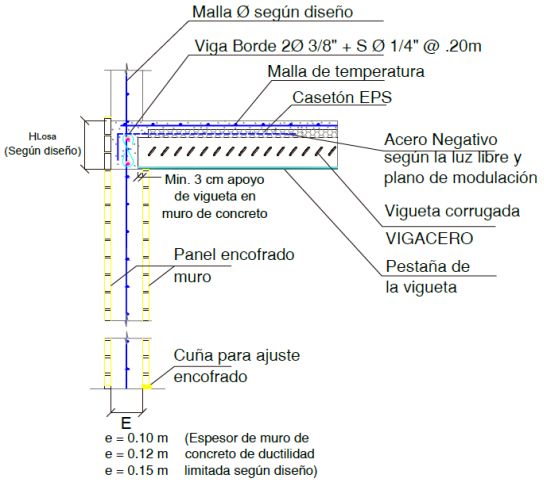


Figura 3-37 Detalle de apoyo en muros de ductilidad limitada

Fuente: Manual técnico Vigacero

3.2.5. Proceso de diseño de sistema Vigacero

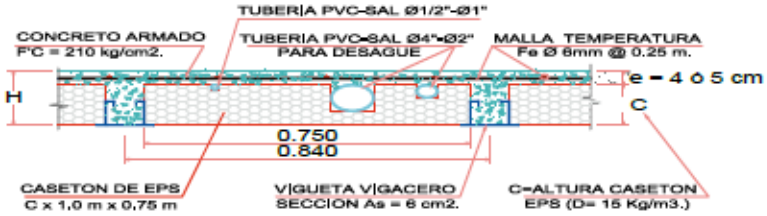
Nos apoyamos en la tabla 3-7 que nos proporciona el manual técnico Vigacero para determinar el espesor de nuestra losa en función de la luz libre y la sobrecarga que soportará a lo largo de su vida útil.

Seguidamente, debemos realizar el metrado de cargas de nuestra losa aligerada Vigacero como en cualquier sistema convencional, se debe llevar dichas cargas a condiciones últimas multiplicando por los factores de carga establecidos por nuestra norma.

Finalmente, se debe verificar que las cargas obtenidas de nuestro metrado en condiciones últimas no deben superar los valores establecidos en la tabla 3-8 de la presente tesis.

Tabla 3-7 Espesor de losa aligerada Vigacero, Manual técnico Vigacero

TABLA 1 : CARGA ÚLTIMA PARA LOSAS SIMPLEMENTE APOYADAS DE VIGUETAS VIGACERO® ESPACIADAS CADA 84 cm
(Medidas nominales)



ACERO GALVANIZADO ESPESOR 1.50 mm
DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGUETAS ES 0.84 m y CASETON DE 0.75 m
Sobrecarga kg/m²

	Luz (m)	100	200	300	400	500	600	700	800
SIN APUNTALAMIENTO		e = 4 cm			e = 5 cm				
	2.0								
	2.2								
	2.4								
	2.6	LOSA DE H = 13 cm				LOSA DE H = 14 cm			
	2.8								
	3.0								
	3.2								
	3.4								
	3.6					H = 17 cm			
	3.8								
	4.0								
	4.2				LOSA DE		LOSA DE H = 25 cm (*)		
	4.4		LOSA DE		H = 20 cm				
	4.6		H = 16 cm						
	4.8			H = 19cm			LOSA DE 30 cm (*)		
CON APUNTALAMIENTO	5.0								
	5.2								
	5.4								
	5.6								
	5.8								
	6.0								
	6.2								
	6.4								
	6.6		HASTA LUCES LIBRES DE 8 m CON EL DISEÑO DEL PROYECTISTA						
	6.8								
	7.0								
	7.2								
	7.4								
	7.6								
	7.8								
	8.0								

H = Espesor de la losa aligerada en cm.
e = Espesor de losa de concreto encima de casetones EPS en cm.
c = Espesor de casetones EPS en cm.
(*) El acero de refuerzo negativo se colocará solo en las losas continuas según diseño estructural.

PRISMA INGENIERIA
DANIEL ROBERTO QUIUN WONG
INGENIERO CIVIL

Tabla 3-8 Carga última para viguetas Vigacero, Manual técnico Vigacero

TABLA 2 : CARGA ÚLTIMA PARA VIGUETAS VIGACERO® ESPACIADAS CADA 84 cm

CARGA ULTIMA (Kg/m ^{2}) SEPARACION ENTRE VIGUETAS 0.84m

	Espesor de concreto 4cm		Espesor del concreto 5 cm				
LUZ (m)	H = 9 cm	H = 12 cm	H = 15 cm	H = 20 cm	H = 25 cm	H = 30 cm	H = 33 cm
3,00	1807	2522	3104				
3,10	1638	2362	2907				
3,20	1489	2217	2728				
3,30	1358	2085	2565				
3,40	1241	1964	2416				
3,50	1138	1853	2280				
3,60	1046	1752	2155				
3,70	963	1636	2040				
3,80	889	1510	1934				
3,90	823	1397	1836				
4,00	762	1295	1746	1913	1950	2322	
4,10	708	1202	1662	1821	1856	2210	
4,20	659	1118	1584	1735	1769	2106	
4,30		1042	1511	1656	1688	2009	
4,40		973	1443	1581	1612	1919	
4,50		909	1379	1512	1541	1835	
4,60		851	1320	1447	1475	1756	
4,70		798	1243	1386	1413	1682	
4,80		749	1167	1329	1354	1613	
4,90		704	1097	1275	1300	1547	
5,00		663	1033	1224	1248	1486	
5,10			973	1177	1200	1428	
5,20			918	1132	1154	1374	
5,30			867	1090	1111	1323	
5,40			820	1050	1070	1274	
5,50			776	1012	1032	1228	
5,60				976	995	1185	
5,70				942	961	1143	
5,80				910	928	1104	
5,90				879	896	1067	
6,00				850	867	1032	
6,10				823	839	998	
6,20				786	812	966	
6,30				749	786	936	
6,40				714	762	907	
6,50				682	739	879	
6,60				651	716	853	
6,70					695	828	
6,80					675	803	
6,90					655	780	
7,00					637	756	
7,10					619	737	
7,20						717	
7,30						697	
7,40						678	
7,50						660	
7.60							543 (*)
7.70							526(*)
7.80							510(*)
7.90							495(*)
8.00							480(*)

(*) Para estas luces consultar con nuestro Departamento Técnico.

Para el caso de losas continuas, estas pueden ser analizadas mediante cualquier método (ACI, método de Cross, etc.) para calcular el momento último de diseño. Cabe

resaltar, que dicho momento deberá ser calculado con las cargas ya verificadas en la tabla 3-8 y por ningún motivo deberá exceder las cargas últimas de dicha tabla.

3.2.5.1.Dimensiones a considerar en el análisis estructural

Debemos considerar que:

$$b_w = 13cm$$
$$d = h - 2.5cm$$
$$f'c = 210\,kg/cm^2\ (Usado\ en\ la\ losa\ aligerada)$$

Para el cálculo de la cortante utilizamos la siguiente expresión:

(Ec. III.8.) $$\phi V_c = (0.85)0.53(1.10)\sqrt{f'c}.b_w.d$$

En caso que $V_u > \phi V_c$ debemos retirar alternadamente los casetones hasta que cumpla la relación $V_u \le \phi V_c$.

Tabla 3-9 Valores de cortante de concreto para losa aligerada Vigacero, Manual técnico Vigacero

Losa Aligerada	ϕV_c	ϕV_c
f_c'	$210\,kg/cm^2$ (tonf)	$350\,kg/cm^2$ (tonf)
16 cm	1.26	1.63
17 cm	1.35	1.75
20 cm	1.63	2.11
25 cm	2.1	2.71
30 cm	2.57	3.31

3.2.6. Diseño de losa de Vigacero

Para realizar una comparación más equitativa tomaremos como espesor de la losa Vigacero el mismo espesor de la losa aligerada tradicional h=25cm.

Se debe realizar el metrado de cargas del mismo modo que se realizó para una losa aligerada tradicional y comparar con la carga ultima que soporta la vigueta que está mostrada en la tabla 3-8.

3.2.6.1.Metrado de cargas

a.) Metrado de carga muerta h=25cm

Sabemos:

Separación entre viguetas: 84cm

Peso del concreto en el alma de la vigueta: $(0.2m)(0.08m)\left(2400\,{kg}/{m^3}\right)=38.4\,{kg}/{ml}$

Peso de vigueta de acero galvanizado: $4.86\,{kg}/{ml}$

Peso específico de casetón de EPS: $15\,{kg}/{m^3}$

Procedemos a calcular el peso de la vigueta:

$$Peso=38.4\frac{kg}{ml}+4.86\frac{kg}{ml}=43.26\frac{kg}{ml}$$

Entonces el peso por vigueta será:

$$CM_{VIGUETA}=\frac{43.26\frac{kg}{ml}}{0.84m}=51.5\,{kg}/{m^2}$$

Ahora calculamos el peso del casetón de EPS

$$CM_{casetón}=15\frac{kg}{m^3}\,x0.20mx1.00m=\frac{3.0\frac{kg}{m}}{0.84m}=3.57\,{kg}/{m^2}$$

Peso de la losa superior:

$$CM_{losa}=0.05x2400\frac{kg}{m^3}=120\,{kg}/{m^2}$$

Finalmente tenemos:

$$CM_{VIGACERO}=120\,{kg}/{m^2}+51.5\,{kg}/{m^2}+3.57\,{kg}/{m^2}=175.07\,{kg}/{m^2}$$

Sin embargo, a esta carga se le debe adicionar el peso de acabados y tabiquería:

$$W_M=175.07\,{kg}/{m^2}+100\,{kg}/{m^2}+200\,{kg}/{m^2}\cong 475.07\,{kg}/{m^2}=0.475\,{tonf}/{m^2}$$

b.) Metrado de carga viva h=25cm

Como sabemos nuestra sobrecarga será de:

$$W_L=200\,{kg}/{m^2}=0.2\,{tonf}/{m^2}$$

Calculamos la carga última de diseño:

$$W_u=1.4\left(475.07\,{kg}/{m^2}\right)+1.7\left(200\,{kg}/{m^2}\right)=1005.1\,{kg}/{m^2}=1.00\,{tnf}/{m^2}$$

Realizamos la comparación con la tabla 3-8 donde nos muestra la carga última que soporta nuestra vigueta Vigacero. Por lo que nos muestra lo siguiente:

Para una luz a los ejes de apoyo de 4.80m y una altura de losa de H=0.25m la carga última es de $1354\,kg/m^2$ por lo que realizamos la comparación:

$1021\,kg/m^2 \leq 1354\,kg/m^2$ OK.

Por lo tanto, la carga requerida es menor que la carga ultima de la vigueta.

3.2.6.2.Análisis estructural.

Para ello nos apoyaremos en las alternancias de cargas mostrados en la figura 3-2 y 3-3, se procederá de la misma forma de análisis que la losa aligerada convencional.

a.) Peso de la carga muerta

Dicho peso estará distribuido todo el tiempo y a lo largo de toda la vigueta y de acuerdo a nuestro metrado es:

$$CM = 0.399\frac{tonf}{m}$$

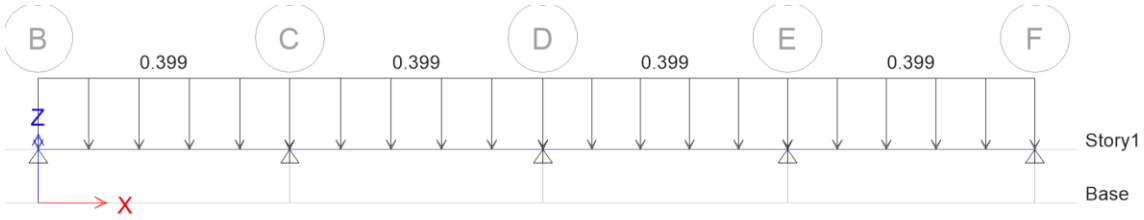


Figura 3-38 Distribución de carga muerta sobre vigueta, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

b.2.) Alternancia de carga 1

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños BC Y DE.

$$CV_1 = 0.168\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_1 = 1.4CM + 1.7CV_1$$

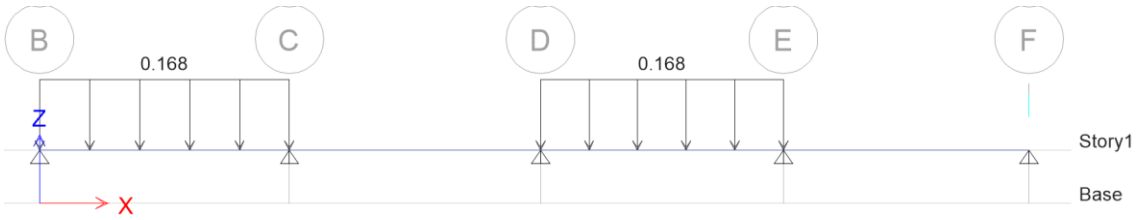


Figura 3-39 Alternancia de carga viva de combinación 1, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

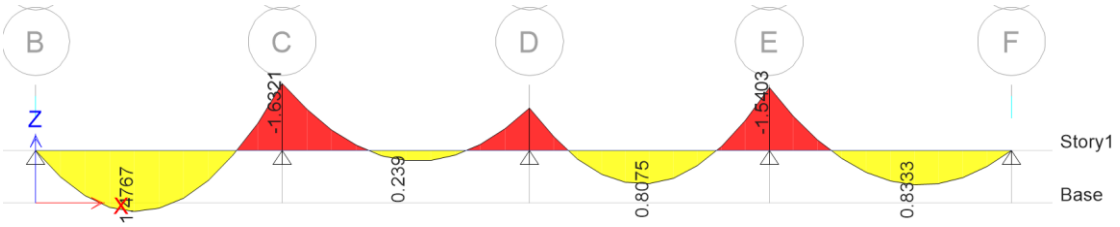


Figura 3-40 DMF de combinación 2, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

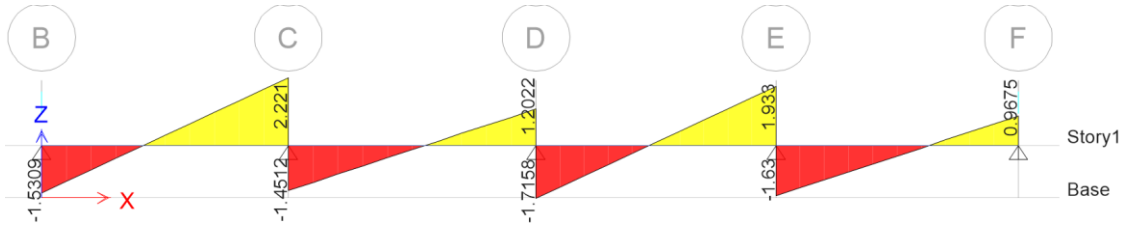


Figura 3-41 DFC de combinación 1, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

b.3.) Alternancia de carga 2

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños CD Y EF.

$$CV_2 = 0.168 \frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_2 = 1.4CM + 1.7CV_2$$

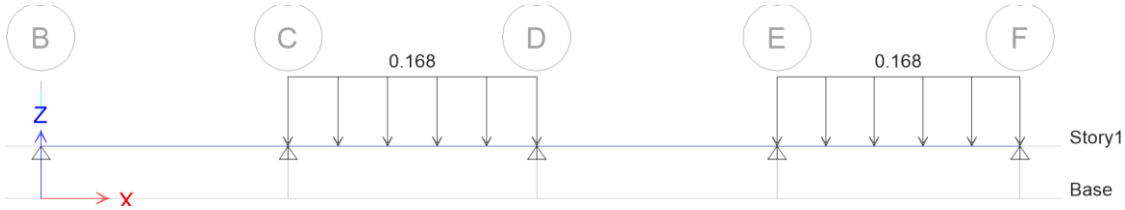


Figura 3-42 Alternancia de carga viva de combinación 2, losa aligerada convencional

Fuente: ETABS 2016

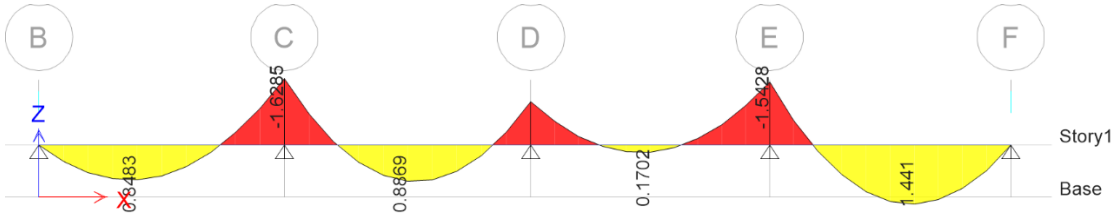


Figura 3-43 DMF de combinación 2, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

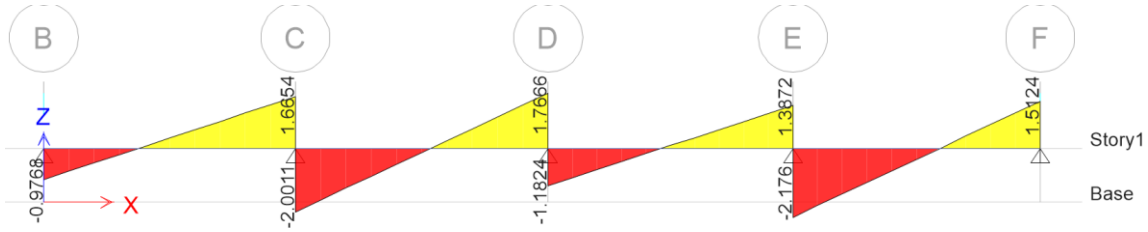


Figura 3-44 DFC de combinación 2, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

b.4.) Alternancia de carga 3

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños BC y CD.

$$CV_3 = 0.168\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_3 = 1.4CM + 1.7CV_3$$

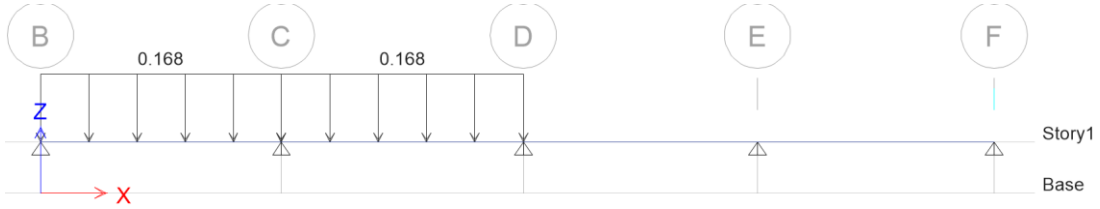


Figura 3-45 Alternancia de carga viva de combinación 3, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

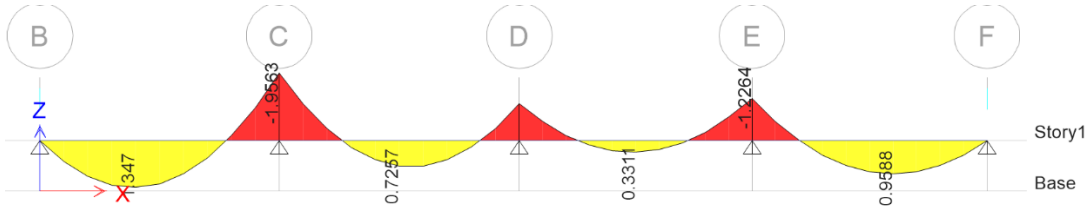


Figura 3-46 DMF de combinación 3, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

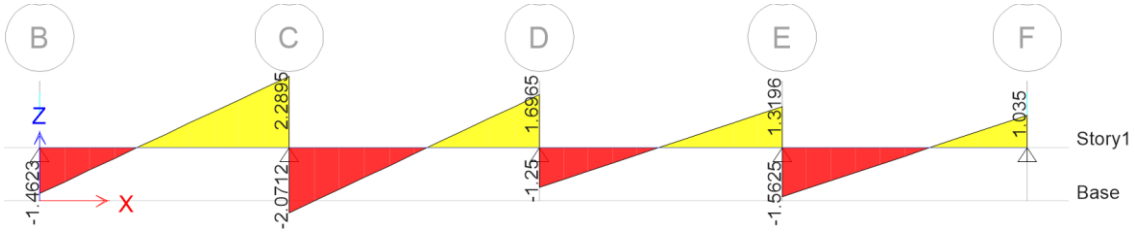


Figura 3-47 DFC de combinación 3, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

b.5.) Alternancia de carga 4

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños CD y DE.

$$CV_4 = 0.168\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_4 = 1.4CM + 1.7CV_4$$

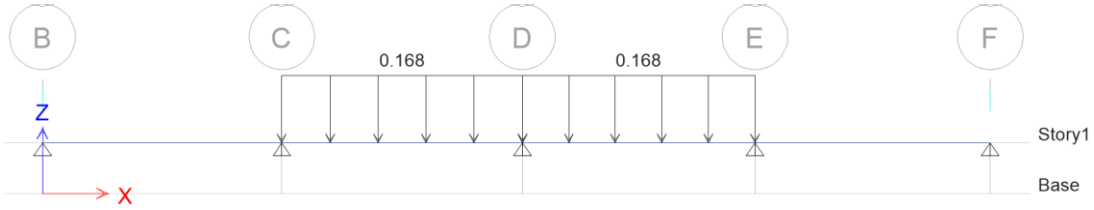


Figura 3-48 Alternancia de carga viva de combinación 4, losa aligerada Vigacero

Fuente: Diseño propio

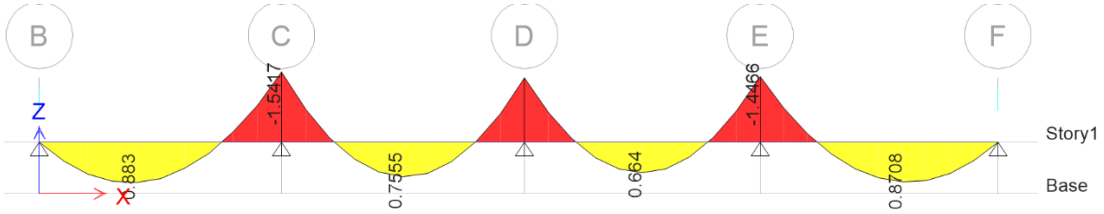


Figura 3-49 DMF de combinación 4, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

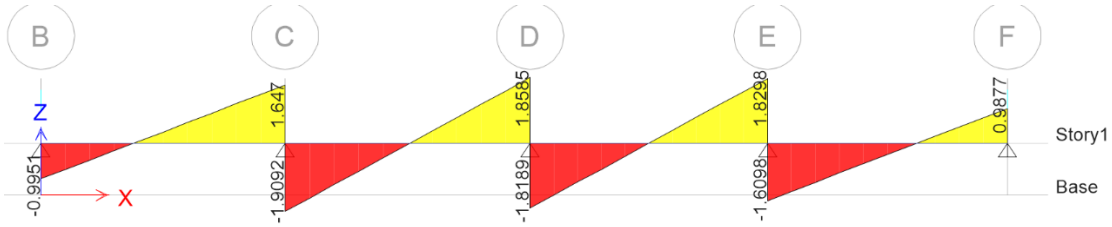


Figura 3-50 DFC de combinación 4, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

b.6.) Alternancia de carga 5

Para la siguiente alternancia, adicionaremos la carga viva entre los paños DE Y EF.

$$CV_5 = 0.168\frac{tonf}{m}$$

$$Combinación_5 = 1.4CM + 1.7CV_5$$

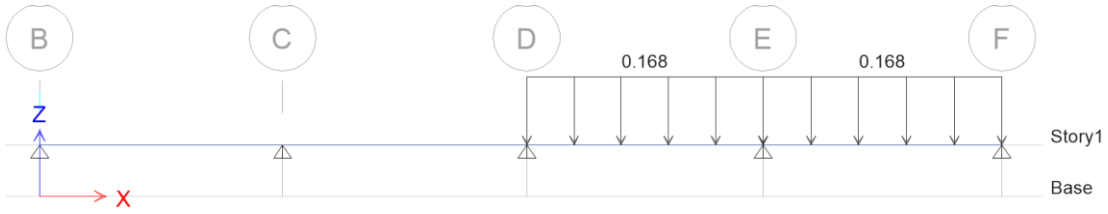


Figura 3-51 Alternancia de carga viva de combinación 5, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

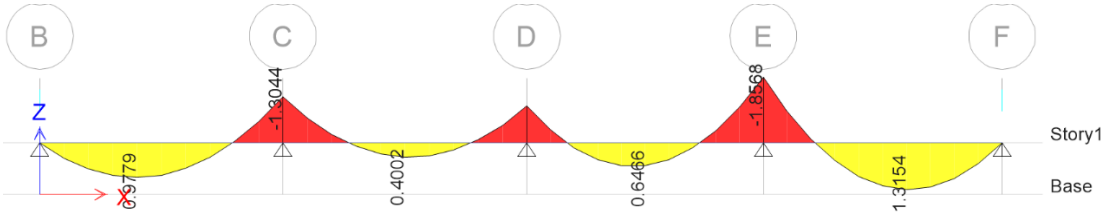


Figura 3-52 DMF de combinación 5, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

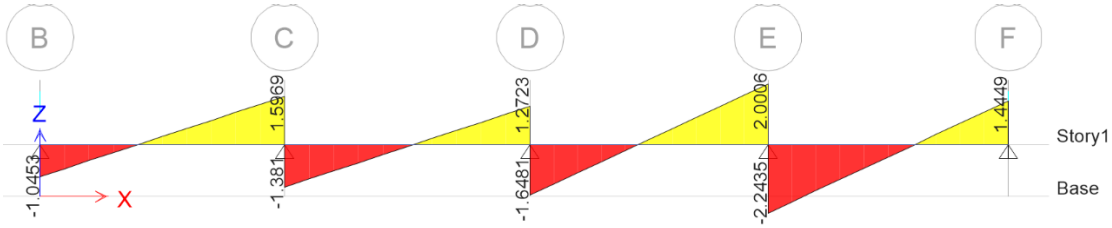


Figura 3-53 DFC de combinación 5, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

b.7.) Envolventes de combinaciones.

A continuación, se muestra la envolvente final de todas las combinaciones de carga mostradas anteriormente. Asimismo, debemos adicionar un momento negativo que se genera en los apoyos B y F, mediante la siguiente formula.

(Ec. III.9.) $$M^{-} = \frac{wl^2}{24}$$

Donde:

w: carga ultima distribuida

l: Longitud entre apoyos

Calculamos la carga ultima distribuida.

$$w = 1.7(0.168) + 1.4(0.399) = 0.84\,{}^{tonf}/_{m}$$

Calculamos los momentos en los apoyos de los extremos:

$$M^{-}_{2} = \frac{0.84(4.63)^2}{24} = 0.75 tonf.m \qquad M^{-}_{1} = \frac{0.84(4.73)^2}{24} = 0.78 tonf.m$$

Se calcula la envolvente de momentos, se debe adicionar los momentos calculados en los extremos para el diseño.

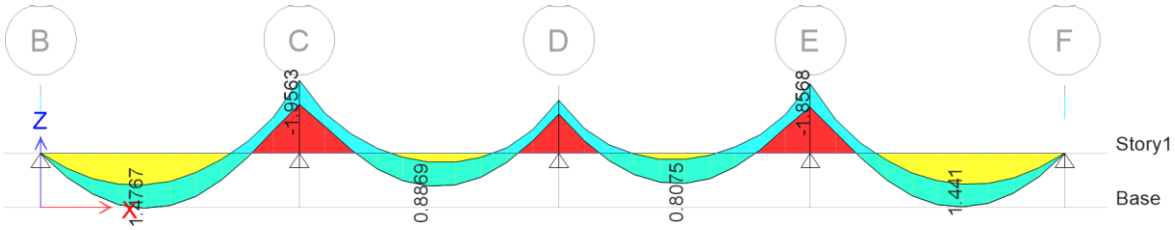


Figura 3-54 Diagrama de envolventes de momentos, losa aligerada Vigacero

Fuente: ETABS 2016

A continuación, se muestra la envolvente de fuerzas cortantes, sin embargo, se tomará las fuerzas a la cara de las vigas.

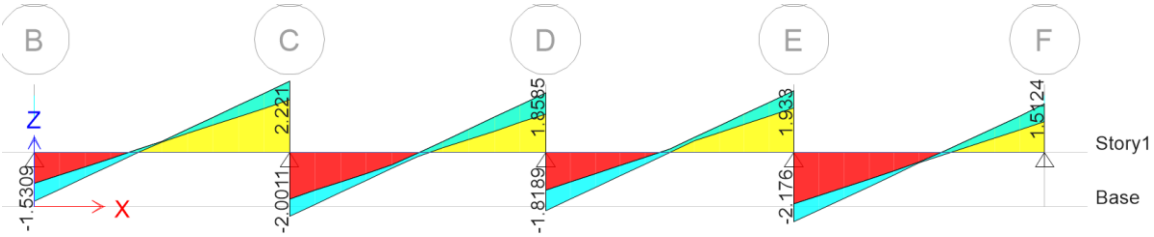


Figura 3-55 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes al eje

Fuente: ETABS 2016

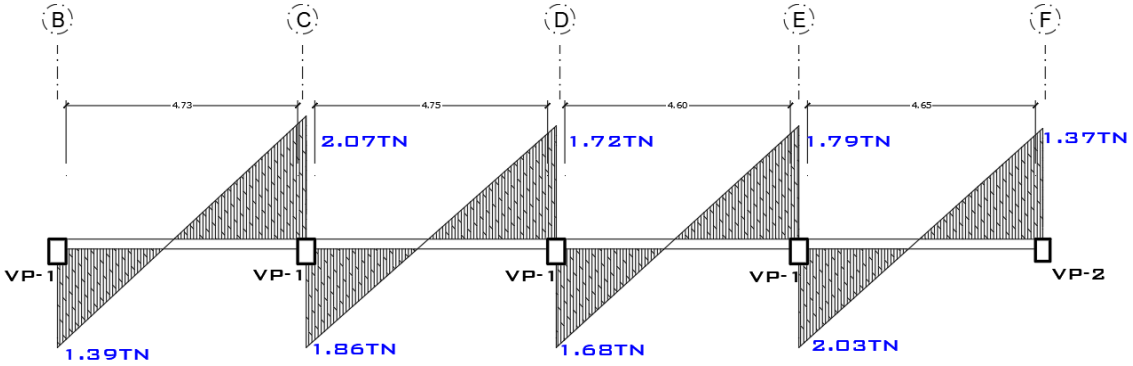


Figura 3-56 Diagrama de envolventes de fuerzas cortantes a la cara de la viga

Fuente: ETABS 2016

Seguidamente, se realizará la comparación de los momentos obtenidos por nuestro análisis y los momentos últimos que resiste nuestra vigueta, para ello nos apoyamos en la tabla 3-8 de la presente tesis que nos muestra las cargas ultimas que soporta la vigueta galvanizada de acuerdo al manual técnico Vigacero.

Entonces, para una altura de losa de 25cm y una distancia entre apoyos de 4.80m tenemos la siguiente carga última.

$$w_{u-Vigacero} = 1.354 \, {tonf}/{m^2}$$

Calculamos la carga por metro lineal multiplicando por nuestro ancho tributario de nuestra vigueta:

$$w = 1.354(0.84) = 1.137 \, {tonf}/{m}$$

Procedemos a realizar el análisis de acuerdo a la carga obtenida:

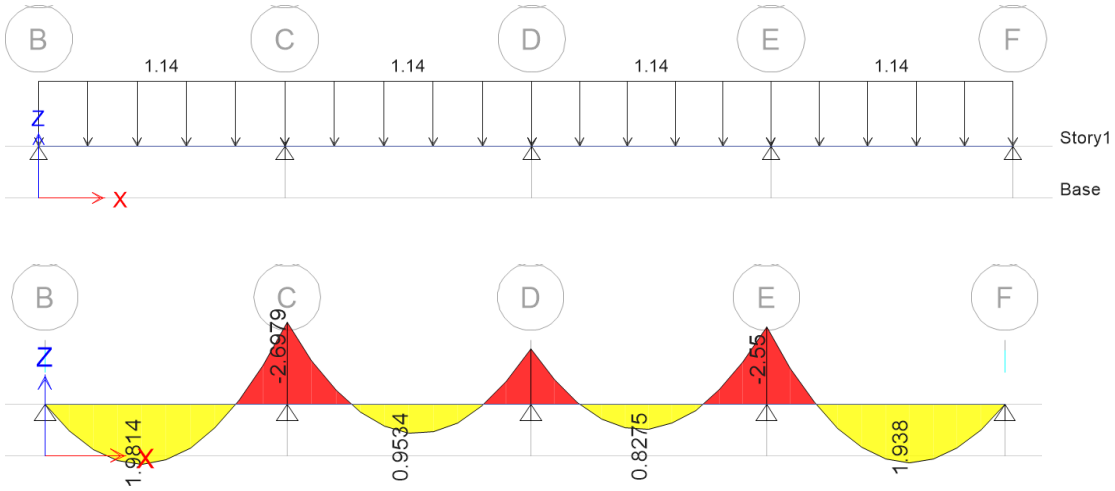


Figura 3-57 Diagrama de momentos últimos resistentes de la vigueta Vigacero

Fuente: ETABS 2016

Seguidamente, se realiza la comparación de momentos:

	Momento de diseño	Momento ultimo resistente	Condición
Mu (+) (tonf.m)	1.48	1.98	Cumple
Mu (+) (tonf.m)	0.89	0.95	Cumple
Mu (+) (tonf.m)	0.81	0.83	Cumple
Mu (+) (tonf.m)	1.44	1.94	Cumple

3.2.6.3.Diseño por flexión.

Se procede a realizar el diseño de igual manera que el diseño por flexión de losas aligeradas convencionales.

a.) Para los momentos positivos:

Tabla 3-10 Diseño por flexión de momentos positivos de losa aligerada Vigacero, Diseño propio

	Momento Mu (tonf.m)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Condición	
Momento positivo	1.48	0.0187	0.0009	0.0018	1.7627	1.76<3.6cm2	ok
Momento positivo	0.89	0.0112	0.0006	0.0018	1.0565	1.06<3.6cm2	ok
Momento positivo	0.81	0.0102	0.0005	0.0018	0.9613	0.96<3.6cm2	ok
Momento positivo	1.44	0.0181	0.0009	0.0018	1.7146	1.71<3.6cm2	ok

Sabemos que la vigueta galvanizada trabajará como refuerzo para los momentos positivos, por lo que debemos hallar una relación entre el esfuerzo de fluencia del acero de la vigueta y el esfuerzo de fluencia del acero corrugado tradicionalmente usado en losas aligeradas.

Tenemos:

$$f_{y-ViguetaVigacero} = 2530\,{kg}/{cm^2}$$

Calculamos una relación para hallar el área de acero de la vigueta en comparación al acero de fluencia $4200\,kg/cm^2$

$$\frac{f_{y-ViguetaVigacero}}{f_y} = \frac{2530\,{kg}/{cm^2}}{4200\,{kg}/{cm^2}} = 0.60$$

Seguidamente multiplicamos el área de la vigueta por la relación antes calculada.

$A_{real} = 0.60x6cm^2 = 3.6cm^2$

Como podemos apreciar, el área de acero otorgada por la vigueta galvanizada es mayor que el área de acero demandada de acuerdo a nuestro análisis, por lo que podemos concluir que el área de acero otorgado es el correcto.

b.) Para los momentos negativos:

De la misma forma para momentos positivos se realiza el diseño para momentos negativos. Por lo que tenemos:

Tabla 3-11 Diseño por flexión de momentos negativos de losa aligerada Vigacero, Diseño propio

	Momento Mu (tonf.m)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Diámetro ϕ
Momento negativo	0.78	0.07	0.0033	0.0018	0.95	1φ1/2"
Momento negativo	1.95	0.17	0.0087	0.0018	2.56	1φ1/2" +1 φ1/2"
Momento negativo	1.42	0.12	0.0062	0.0018	1.80	1φ1/2" +1 φ1/2"
Momento negativo	1.86	0.17	0.0083	0.0018	2.42	1φ1/2" +1 φ1/2"
Momento negativo	0.75	0.06	0.0031	0.0018	0.92	1φ1/2"

3.2.6.4.Diseño por cortante

Procedemos a realizar la verificación por cortante, para ello nos apoyamos en los diagramas que muestra nuestro análisis.

(Ec. III.10.)
$$\phi V_c = 0.85x0.53x1.10\sqrt{210}xb_w xd$$
$$\phi V_c = 0.85x0.53x1.10\sqrt{210}x13x22.5$$
$$\phi V_c = 2100.50kg = 2.1tonf$$

Finalmente:

$$\phi V_c \geq V_u$$
$$2.10tonf \geq 2.07tonf .....OK$$

3.2.6.5.Diseño de acero de temperatura

(Ec. III.11.)
$$A_{s-Temperatura} = \rho_{temperatura} xbxh$$
$$A_{s-Temperatura} = 0.0018x100cmx5cm$$
$$A_{s-Temperatura} = 0.9cm^2$$
$$El\ area\ que\ colocamos\ será:$$
$$4\phi 6mm = 1.12cm^2$$
$$\phi 6mm"@\ 25cm\ en\ ambas\ direcciones$$

El sistema de losa aligerada Vigacero recomienda utilizar mallas electrosoldadas y en caso de usarlas se debe tener en cuenta el traslape entre mallas indicadas por el proveedor.

Asimismo, es importante utilizar el burrito de acero para facilitar la instalación de la malla de temperatura, estos se colocan dentro de las viguetas para que de esta manera se mantenga el nivel de la malla y quede correctamente embebida en el concreto.

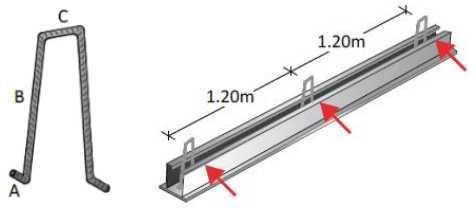


Figura 3-58 Detalle de burrito de acero

Fuente: Manual técnico Vigacero

Tabla 3-12 Dimensiones de burrito de acero, Manual técnico Vigacero

Losa	Lado A	Lado B	Lado C
H=14cm	2.5cm	12cm	4cm
H=17cm	2.5cm	15cm	4cm
H=20cm	2.5cm	18cm	4cm
H=25cm	3cm	23cm	4cm
H=30cm	3cm	28cm	4cm

3.2.6.6.Corte de acero

a.) Para el momento negativo en el extremo:

Para esta distancia de corte, nos apoyaremos en lo recomendado por el ACI, el cual recomienda que dicho punto de inflexión será de $0.108l_n$. Se debe adicionar el mayor de los siguientes valores:

$d \rightarrow d = Peralte\,efectivo$ $\qquad d = 17.5cm$

$12db \rightarrow db = Diametro\,de\,la\,barra$ Reemplazando: $12db = 11.43cm$

$l_n/16 \rightarrow l_n = Luz\,libre$ $\qquad l_n/16 = 29.6cm$

Finalmente:

$$Longitud\ corte = 0.108(4.73m) + 0.296m = 0.90m$$

a.) Para los momentos en los apoyos internos:

Nos apoyamos en diagrama de momentos obtenidos por el software ETABS.

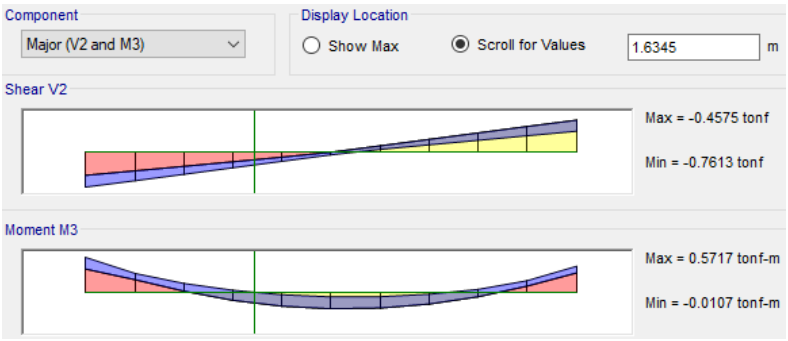


Figura 3-59 Distancia de corte de acero de refuerzo negativo

Fuente: ETABS 2016

Se verificará la distancia con el diagrama de corte de acero propuesto por el ACI, el cual recomienda que el punto de corte será de $0.33l_n$.(ln: luz libre entre apoyos).

Por lo que tenemos:

$Longitud\ corte = 0.33(4.75m) = 1.57m$ Para cada lado.

Finalmente optamos por otorgar una distancia de corte de 1.60m a cada lado en los apoyos internos de la losa.

3.2.6.7.Control de deflexiones

Se verificará las deflexiones producidas por la carga de servicio a nuestra losa aligerada Vigacero.

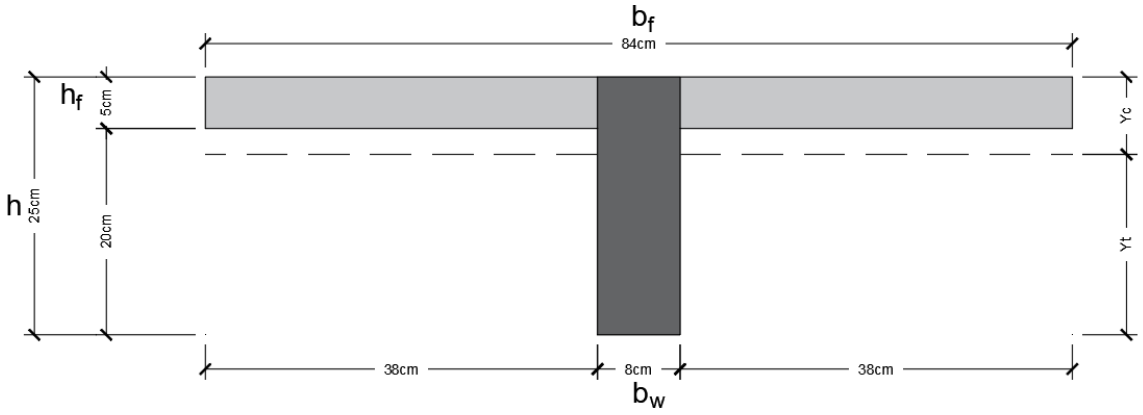


Figura 3-60 Esquema de vigueta de concreto armado Vigacero

Fuente: Diseño propio

Calculamos el centroide de la vigueta.

$$y_c = \frac{\sum_{i=1}^{n}(A_i y_{ci})}{\sum_{i=1}^{n} A_i} = \frac{(b_w h)\frac{h}{2} + \left[(b_f - b_w)h_f\right]\frac{h_f}{2}}{b_w h + (b_f - b_w)h_f} = \frac{(8(25))\frac{25}{2} + \left[(84-8)5\right]\frac{5}{2}}{8(25) + (84-8)5} = 5.94cm$$

(Ec. III.12.)

$$y_t = h - y_c = 25 - 5.94 = 19.06cm$$

Se procede a calcular el momento de inercia.

$$I_g = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h\left(y_c - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{(b_f - b_w)h_f{}^3}{12} + (b_f - b_w)h_f\left(y_c - \frac{h_f}{2}\right)^2$$

(Ec. III.13.)

$$I_g = \frac{8(25)^3}{12} + 8(25)\left(19.06 - \frac{25}{2}\right)^2 + \frac{(84-8)5^3}{12} + (84-5)5\left(19.06 - \frac{5}{2}\right)^2$$

$$I_g = 128137.3cm^4$$

Calculamos el momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{2\sqrt{210}I_g}{y_t} = \frac{2\sqrt{210}(128137.3)}{19.06}10^{-5} = 1.95tonf.m$$

De acuerdo al acápite 3.2.7.1 de la presente tesis, tenemos el metrado de cargas de servicio.

$$W_{servicio} = 1\left(475\,{}^{kg}/_{m^2}\right) + 1\left(200\,{}^{kg}/_{m^2}\right) = 675\,{}^{kg}/_{m^2} = 0.675\,{}^{tnf}/_{m^2}$$

Por lo tanto, la carga distribuida por vigueta será:

$$W_{servicio-vigueta} = 675\,{}^{kg}/_{m^2}\ x0.84m = 567.00\,{}^{kg}/_{ml} = 0.567\,{}^{tonf}/_{ml}$$

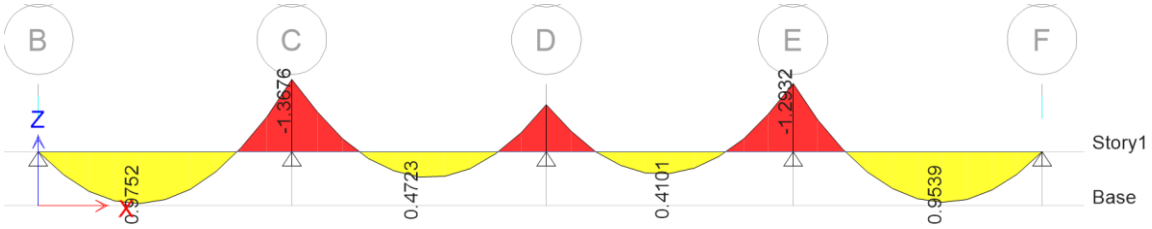


Figura 3-61 Diagrama de momentos por carga de servicio

Fuente: Diseño propio

Como podemos observar en la figura 3-26, el momento de agrietamiento es mayor que los momentos de servicio aplicados a nuestra losa.

$M_{serv} < M_{cr}$ *ok.*

El momento flector de servicio no llegará a agrietar la sección, podemos hallar las deflexiones con el momento de inercia de la sección no agrietada.

$$I_e = I_g$$

Con fines demostrativos, se realizará el chequeo por deflexiones de la losa ubicada entre los ejes "C" y "D", utilizando la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{5l_n^{\,2}}{48EI_e}(M_{cl} - 0.1(M_i + M_d)) \quad \text{(Ec. III.14.)}$$

Donde:

M_{cl}: Momento en el centro de luz

M_i: Momento negativo izquierdo de la viga

M_d: Momento negativo derecho de la viga

De acuerdo al análisis estructural que nos muestra la figura 3-26 podemos extraer los momentos por cargas de servicio.

$$\delta_i = \frac{5(475)^2}{48(217370)(128137.3)}(0.80 - 0.1(1.28 + 1.12))10^5$$

$$\delta_i = 0.038cm$$

Cálculo de la deflexión diferida.

$$\delta_D = \lambda\delta_i \quad \text{(Ec. III.15.)}$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad \text{(Ec. III.16.)}$$

Donde:

ξ: Factor que depende del tiempo que actúa la carga considerada.

ρ': Cuantía de acero en compresión

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{2.58}{8(22.5)} = 0.014$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50(0.011)} = 1.18$$

$$\delta_D = 1.18(0.038) = 0.045cm$$

Deflexión total:

$$\delta_T = \delta_i + \delta_D = 0.038 + 0.045 = 0.1cm$$

Se cumple la siguiente expresión:

$$\delta_T < \frac{l_n}{480} = \frac{475}{480} = 0.98cm$$

$0.1cm < 0.98cm$ Por lo tanto, es correcto.

Por lo que cumple la condición de deflexión máxima permitida por la norma, para pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. No requiere vigueteria de arriostre intermedio.

3.2.6.8.Planos de detalle

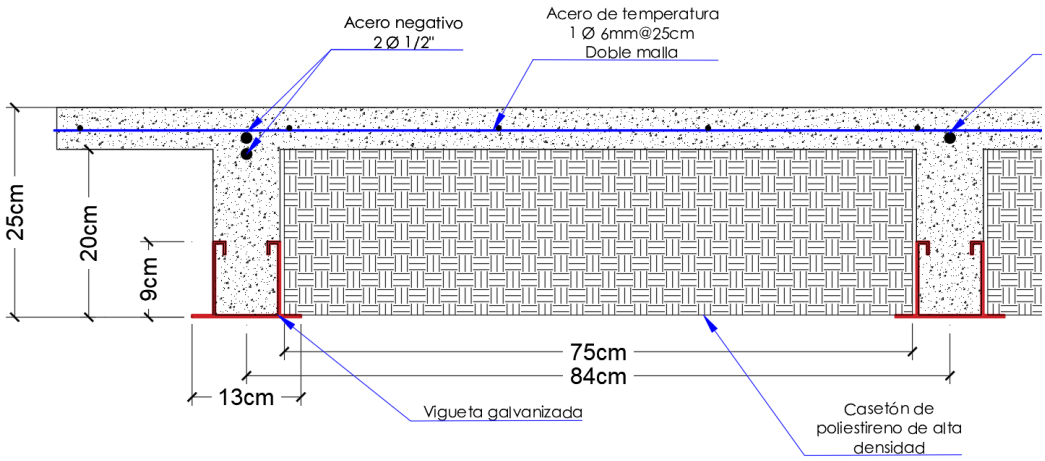


Figura 3-62 Corte transversal sistema de losa Vigacero

Fuente: Diseño propio

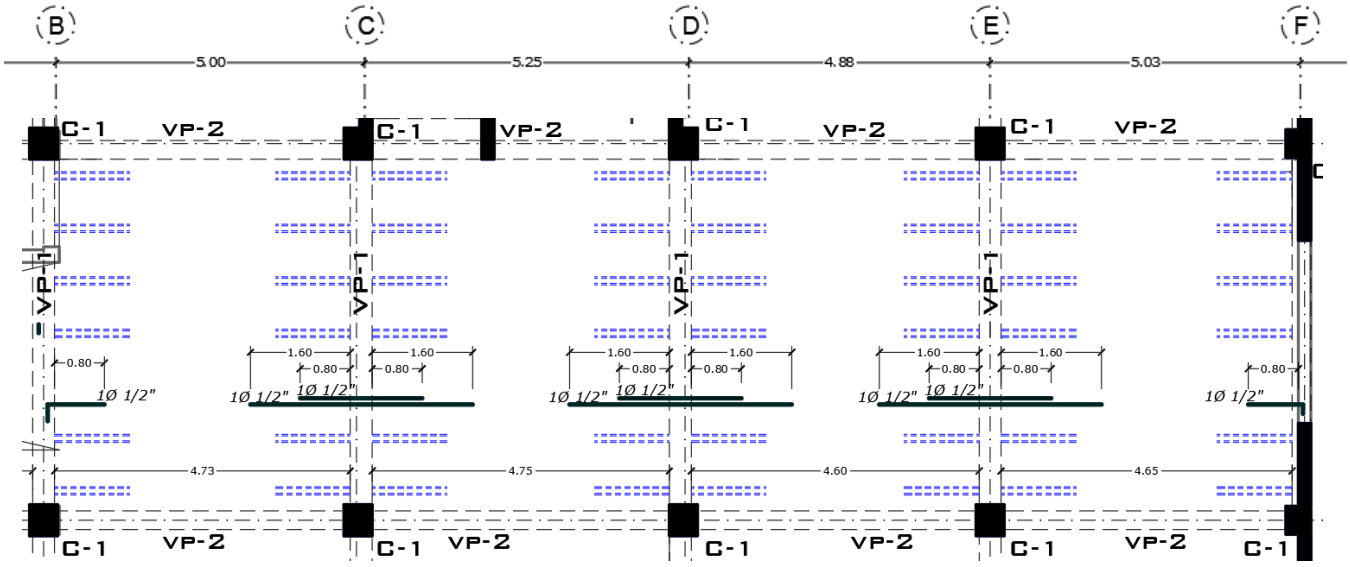


Figura 3-63 Detalle general de losa aligerada Vigacero

Fuente: Diseño propio

3.3.Comparación de losas de entrepiso

3.3.1. Comparación resultados de envolventes.

Tabla 3-13 Cuadro comparativo de momentos entre losas aligeradas convencionales y Vigacero, Diseño propio

	Losa aligerada convencional	Losa aligerada Vigacero
Mu (-) Extremo (tonf.m)	-0.47	-0.78
Mu (+) Centro BC (tonf.m)	0.93	1.48
Mu (-) Apoyo C (Tonf.m)	-1.23	-1.95
Mu (+) Centro CD (tonf.m)	0.55	0.89
Mu (-) Apoyo D (Tonf.m)	-0.89	-1.42
Mu (+) Centro DE (tonf.m)	0.49	0.81
Mu (-) Apoyo E (Tonf.m)	-1.17	-1.86
Mu (+) Centro EF (tonf.m)	0.90	1.44
Mu (-) Apoyo F (Tonf.m)	-0.45	-0.75

Tabla 3-14 Cuadro comparativo de cortantes entre losas aligeradas convencionales y Vigacero, Diseño propio

	Losa aligerada convencional	Losa aligerada Vigacero
Vu (-) Apoyo B (tonf)	-0.88	-1.39
Vu (+) Apoyo C (tonf)	1.36	2.07
Vu (-) Apoyo C (tonf)	-1.21	-1.86
Vu (+) Apoyo D (tonf)	1.08	1.72
Vu (-) Apoyo D (tonf)	-1.05	-1.68
Vu (+) Apoyo E (tonf)	1.17	1.79
Vu (-) Apoyo E (tonf)	-1.33	-2.03
Vu (+) Apoyo F (tonf)	0.86	1.37

Como podemos apreciar en las tablas mostradas anteriormente, existen momentos y cortantes de la losa aligerada Vigacero que son mayores a los momentos producidos por la losa aligerada convencional, sin embargo, esto se debe al espaciamiento entre viguetas de la losa Vigacero, ya que ésta es mayor (d=84cm) en comparación a la losa aligerada convencional (d=40cm). Asimismo, cabe indicar que el refuerzo positivo que otorga la vigueta galvanizada al sistema Vigacero es mucho mayor que el refuerzo positivo demandado y el refuerzo negativo en la losa aligerada Vigacero es por poco mayor al refuerzo negativo en las losas aligeradas convencionales, esto indica que tiene menor peso en comparación a la losa aligerada convencional. Por lo que, podemos concluir que el sistema de losas Vigacero son más ligeros y por lo tanto generaran menores requerimientos estructurales a los demás elementos estructurales.

3.3.2. Comparación de presupuestos

Para la comparación de presupuestos tomaremos el siguiente paño demostrativo para ambos tipos de sistemas de losas.

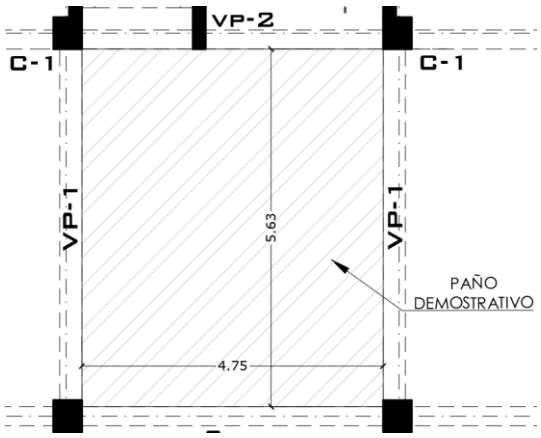


Figura 3-64 Paño demostrativo para comparación de costos

Fuente: Diseño propio

3.3.2.1.Presupuesto sistema de losa aligerada convencional

Para el metrado de la losa aligerada convencional nos apoyaremos en el programa de metrado IMPERIA, el cual nos arrojará el metrado de concreto, acero corrugado, ladrillo hueco para losa y encofrados/desencofrados.

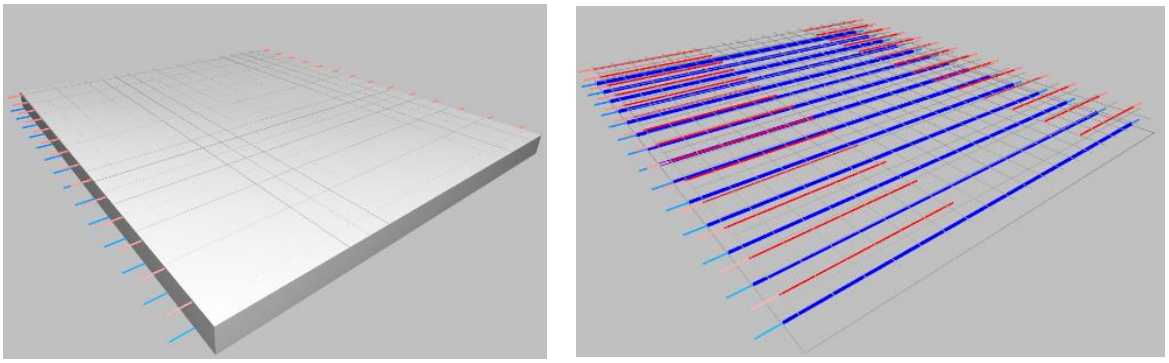


Figura 3-65 Paño modelado en Imperia para metrado

Fuente: Software-IMPERIA

A continuación, mostramos la tabla resumen de metrados y presupuestos:

Tabla 3-15 Resumen de presupuesto de losa aligerada tradicional f'c=210kg/cm2, Software Livas

Descripción	Und	Metrado	Costo Unitario	Parcial
LOSAS ALIGERADAS 210				
CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA F'C=210 KG/CM2	m3	2.67	S/424.40	S/1,133.15
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSA NORMAL	m2	26.72	S/64.30	S/1,718.10
ACERO CORRUGADO F'Y= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	118.27	S/4.19	S/495.55
LADRILLO HUECO DE ARCILLA h=20 cm PARA TECHO ALIGERADO	und	222.66	S/3.66	S/814.94
COSTO DIRECTO S/.				**S/4,160.25**

Análisis de costos unitarios:

Tabla 3-16 Costo unitario de concreto para losa aligerada f'c=210 kg/cm2, Software Livas

CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA F'C=210 KG/CM2

m3/día 25

Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Material					**302.89**
ACEITE MOTOR GASOLINERO MULTIGRADO		gal		0.0040	50.15	0.20
GRASA MULTIPLE EP		lb		0.0100	10.50	0.11
GASOLINA 84 OCTANOS		gal		0.6000	13.16	7.90
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"		m3		0.8000	60.80	48.64
ARENA GRUESA		m3		0.5000	45.75	22.88
AGUA		m3		0.1800	8.00	1.44
CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 kg)		bol		9.2000	24.10	221.72
	Mano de obra					**103.03**
CAPATAZ		hh	0.300	0.0960	26.26	2.52
OPERARIO		hh	3.000	0.9600	21.88	21.00
OFICIAL		hh	2.000	0.6400	17.52	11.21
PEON		hh	11.000	3.5200	15.79	55.58
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh	2.000	0.6400	19.88	12.72
	Equipo					**18.48**
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	103.04	5.15
WINCHE ELECTRICO 3.6 HP DE DOS BALDES		hm	1.000	0.3200	15.80	5.06
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"		hm	2.000	0.6400	7.14	4.57
MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11 p3		hm	1.000	0.3200	11.56	3.70
		Costo unitario directo por: m3				**424.40**

Tabla 3-17 Costo unitario de Encofrado y desencofrado para losa normal, Software Livas

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSA NORMAL

m2/día 12

Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Material					**26.27**
CLAVOS 2"		kg		0.1100	4.90	0.54
CLAVOS 3"		kg		0.1000	4.90	0.49
MADERA TORNILLO (LARGA)		p2		5.1500	4.90	25.24
	Mano de obra					**28.02**
CAPATAZ		hh	0.100	0.0667	26.26	1.75
OPERARIO		hh	1.000	0.6667	21.88	14.59
OFICIAL		hh	1.000	0.6667	17.52	11.68
	Equipo					**10.02**
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	28.02	1.40
DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA (NORMAL)		m2		1.0000	8.62	8.62
		Costo unitario directo por: m2				**64.30**

Tabla 3-18 Costo unitario de Acero corrugado f'y= 4200 kg/cm2 grado 60, Software Livas

ACERO CORRUGADO F'Y= 4200 kg/cm2 GRADO 60

kg/día 260

Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Material					**2.82**
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16		kg		0.0600	5.20	0.31
ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.35	2.51
	Mano de obra					**1.29**
CAPATAZ		hh	0.101	0.0031	26.26	0.08
OPERARIO		hh	1.001	0.0308	21.88	0.67
OFICIAL		hh	1.001	0.0308	17.52	0.54
	Equipo					**0.06**
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.0500	1.29	0.06
		Costo unitario directo por: kg				**4.19**

Tabla 3-19 Costo unitario ladrillo hueco h=20cm, Software Livas

LADRILLO HUECO DE ARCILLA h=20 cm PARA TECHO ALIGERADO

und/día 1300

Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Material					**2.65**
LADRILLO PARA TECHO 20 X 30 X 30 cm 8 HUECOS		und		1.0500	2.52	2.65
	Mano de obra					**0.99**
CAPATAZ		hh	0.097	0.0006	26.26	0.02
PEON		hh	9.994	0.0615	15.79	0.97
	Equipo					**0.03**
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.0300	0.99	0.03
		Costo unitario directo por: und				**3.66**

3.3.2.2.Presupuesto sistema de losa Vigacero

A continuación, de acuerdo al plano de detalle se procede a metrar el paño representativo:

a.) Metrado de cantidad de viguetas:

Tabla 3-20 Cálculo de cantidad de viguetas, Diseño propio

	Distancia entre apoyos (m)	Distancia entre viguetas (m)	Cantidad	Cantidad Real	Longitud (ml)	Total (ml)
Numero de viguetas galvanizadas	5.63	0.84	7.2	7	4.85	33.95

b.) Metrado de cantidad de casetones de EPS:

Tabla 3-21 Cálculo de cantidad de casetones, Diseño propio

	Distancia entre apoyos	Longitud de casetón	Cantidad	Cantidad Real/Vigueta	Cantidad NºViguetas-1	Total (Unid)
Numero de casetones de EPS	4.75	1	4.75	5	6	30

c.) Metrado del peso de acero de refuerzo negativo:

Tabla 3-22 Cálculo de peso de acero negativo, Diseño propio

	Número de viguetas	Número de veces	Longitud(ml)	Longitud total (ml)	Factor kg/ml	Peso kg
Acero refuerzo negativo 1/2"	8	2	1.6	25.6	0.99	25.344
Acero refuerzo negativo 1/2"	8	2	0.8	12.8	0.99	23.672
					Peso total	49.016

d.) Metrado del peso de acero de temperatura:

Tabla 3-23 Cálculo de peso de acero de temperatura, Diseño propio

	Lado 1	Lado 2	Distancia entre aceros	Nº Varillas 1	Nº Varillas 2	Longitud total	Factor kg/ml	Peso kg
Acero de temperatura D=6mm	4.75	5.63	0.25	19	22.52	213.94	0.2	42.79

e.) Metrado de volumen de concreto f'c=210kg/cm2:

Tabla 3-24 Factor de cálculo para hallar volumen en función de áreas, Manual técnico Vigacero

Espesor de losa	Factor m3/m2
20cm	0.066
25cm	0.071
30cm	0.076

Nos apoyamos en la tabla 3-22 para calcular el volumen de concreto.

$$V_{concreto} = 0.071\frac{m^3}{m^2}\, x4.75mx5.63m = 1.90m^3$$

f.) Metrado de la cantidad de encofrado y desencofrado:

Se debe tener en cuenta que este sistema no cuenta con encofrado propiamente dicho, solo para luces mayores de 4.40ml se debe colocar una viga solera a la mitad de distancia y sujetada por puntales cada 1.50ml.

Para la presente tesis usaremos puntales de madera tornillo de 4”x4” y para la viga horizontal 4”x2”.

Tabla 3-25 Metrado de encofrado losa aligerada Vigacero, Diseño propio

	Longitud	Distancia entre puntal	N.º puntales Tornillo 4"x4" y 4"x2"
Numero de puntales verticales	*5.63*	*1.5*	*4*
Numero de vigas horizontales	*4.75*	*4.4*	*1*

En conclusión, tendremos el siguiente metrado:

Tabla 3-26 Resumen de presupuesto de losa aligerada Vigacero, Software Livas

Descripción	Und	Metrado	Costo Unitario	Parcial
CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA F'C=210 KG/CM2	m3	1.90	S/424.40	S/806.36
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO SISTEMA VIGACERO	m2	26.72	S/9.38	S/250.63
VIGUETA GALVANIZADA VIGACERO E=1.5MM	ml	33.95	S/38.53	S/1,308.09
ACERO CORRUGADO F'Y= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	91.80	S/4.19	S/384.64
CASETON DE EPS H=20CM	und	30.00	S/30.28	S/908.40
COSTO DIRECTO S/.				**S/3,658.12**

Cabe resaltar, que los análisis de costos unitarios de concreto para losa aligerada y acero corrugado son los mismos que los realizados para el presupuesto de la losa aligerada tradicional.

Análisis de costos unitarios.

Tabla 3-27 Costo unitario de Colocación de vigueta galvanizada Vigacero e=1.5mm, Software Livas

COLOCACIÓN VIGUETA GALVANIZADA VIGACERO E=1.5MM

ml/día 110

Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Material					**34.33**
Vigueta Prefabricada Vigacero e=1.5mm		m		1.0000	34.33	34.33
	Mano de obra					**4.14**
OPERARIO		hh	1.000	0.0727	21.88	1.59
PEÓN		hh	2.000	0.1455	17.52	2.55
	Equipo					**0.06**
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.0300	1.29	0.06
		Costo unitario directo por: ml				**38.53**

Tabla 3-28 Costo unitario de colocación de casetones de EPS, Software Livas

COLOCACIÓN DE CASETONES DE EPS

und/día 300

Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Material					**28.70**
CASETONES DE EPS		und		1.0000	28.70	28.70
	Mano de obra					**1.52**
OPERARIO		hh	1.000	0.0267	21.88	0.58
PEÓN		hh	4.000	0.0533	17.52	0.93
	Equipo					**0.06**
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.0300	1.29	0.06
		Costo unitario directo por: ml				**30.28**

Tabla 3-29 Costo unitario de encofrado y desencofrado sistema Vigacero, Software Livas

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO SISTEMA VIGACERO

ml/día 100

Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Material					**1.96**
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA 3"		kg		0.0300	4.50	0.14
MADERA		p2		0.5600	3.50	1.96
	Mano de obra					**7.36**
OPERARIO		hh	1.000	0.0800	21.88	1.75
PEÓN		hh	4.000	0.3200	17.52	5.61
	Equipo					**0.06**
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.0300	1.29	0.06
		Costo unitario directo por: ml				**9.38**

3.3.2.3.Comparación de costos por metro cuadrado

Seguidamente, sabemos que el paño de losa que está siendo comparada tiene un área de 26.70m2 por lo que calculamos las siguientes relaciones:

Para losa aligerada convencional $\frac{S/.4160.25}{26.70\,m^2} = S/.155.8/m^2$

Para losa aligerada Vigacero $\frac{S/.3658.12}{26.70\,m^2} = S/.137.00/m^2$

Asimismo, tenemos el porcentaje que reduce el costo entre la losa tradicional con respecto a la losa aligerada Vigacero.

$$\%_{Reduccion} = \left(1 - \frac{137.00}{155.8}\right) x100 = 12.07\%$$

El siguiente gráfico muestra la comparación entre ambos sistemas de losas:

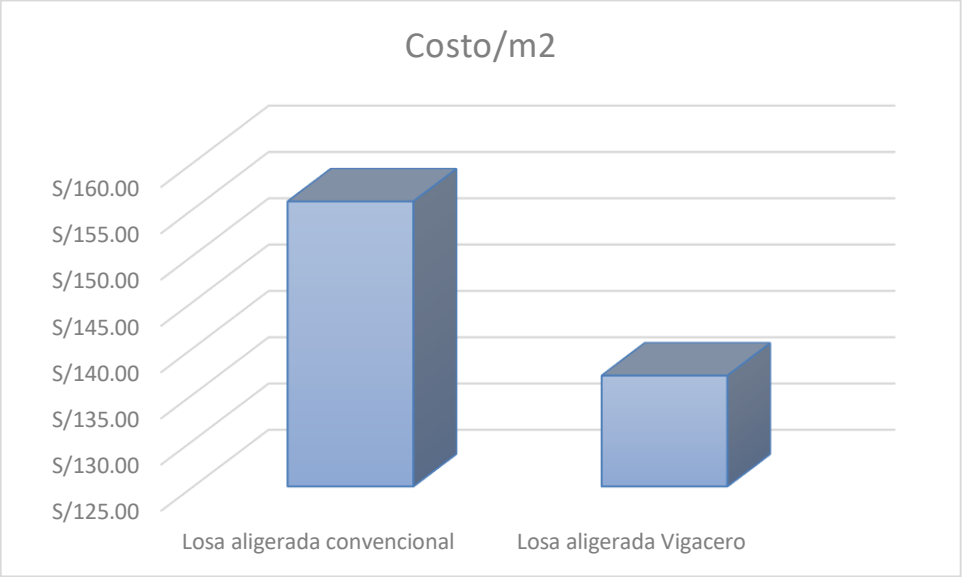


Figura 3-66 Comparación de costos por m2 de sistema de losa Convencional vs losa aligerada Vigacero

Fuente: Diseño propio

Por lo tanto, queda demostrado que el sistema de losa aligerada Vigacero es más económico que el sistema de losa aligerada convencional.

3.3.3. Comparación de pesos

En los ítems 3.1.1.1 y 3.2.7.1 de la presente tesis, nos muestra el metrado de cargas para una losa aligerada convencional y para la losa aligerada Vigacero, por lo que, tenemos:

$$W_{Alig-tradicional} = 350.00 \, {kg}/{m^2}$$

$$W_{Alig-Vigacero} = 175.07 \, {kg}/{m^2}$$

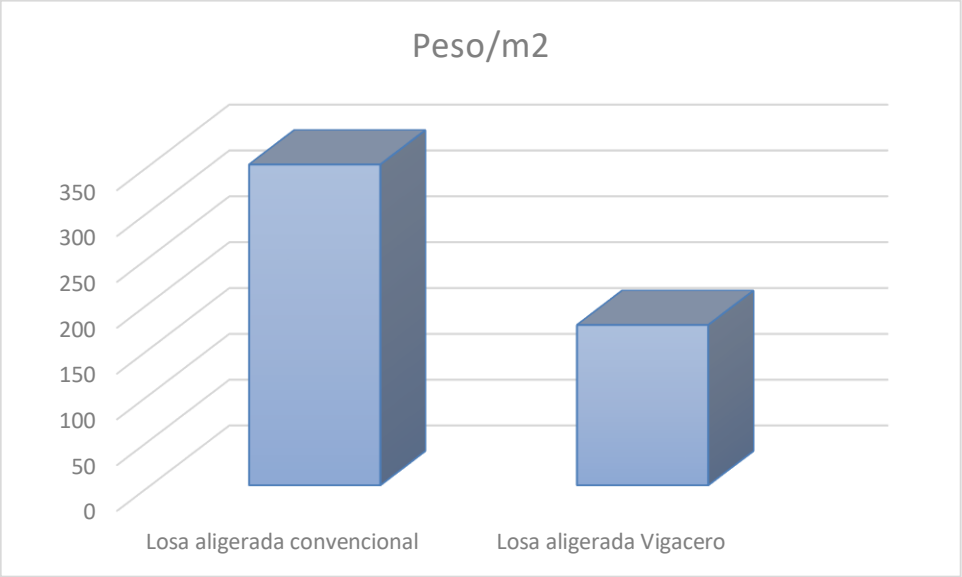


Figura 3-67 Comparación de costos por m2 de sistema de losa Convencional vs losa aligerada Vigacero

Fuente: Diseño propio

Asimismo, tenemos el porcentaje que reduce el peso entre la losa aligerada tradicional con la losa aligerada Vigacero.

$$\%_{Reduccion} = \left(1 - \frac{175.07}{350}\right) x100 = 50\%$$

Por lo tanto, la reducción del peso es del 50%.

Queda demostrado, que el sistema de losa aligerada Vigacero es de menor peso en comparación a la losa aligerada convencional.

4. CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1.Modelo computarizado.

4.1.1. Introducción

Los modelos estructurales hechos en software hoy en día son muy comunes, sin embargo, es muy importante trabajar en la interpretación de resultados obtenidos por dichos softwares.

El software utilizado para la presente tesis es el programa ETABS 2016, es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de elementos finitos con características especiales, asimismo, dicho programa tiene un interfaz muy versátil que permite al modelador integrar modelos estructurales de acuerdo a sus necesidades.

4.1.2. Entorno del trabajo del software

4.1.2.1.Sistema de unidades

Las unidades que se utilizó para la presente tesis son las siguientes:

Longitud: Metros

Unidades de fuerza: Toneladas fuerza

Temperatura: Centígrados.

4.1.2.2.Sistema de ejes

Para el desarrollo del sistema de ejes, nos apoyamos en los ejes establecidos por nuestra arquitectura, adicionando algunos ejes para la creación de ciertos elementos estructurales.

Asimismo, el programa permite colocar las alturas de entrepiso, diferenciando la altura del primer nivel, también da la opción de colocar planos de referencia ideal para la creación de escaleras de cualquier proyecto.

4.1.3. Propiedades de los elementos estructurales.

4.1.3.1.Concreto fc=210kg/cm2

$$\gamma_c = 2.4 tonf/m^3$$

Para el cálculo de módulo de elasticidad se utilizó la siguiente operación:

$$E_c = 15000\sqrt{210\,{}^{kg}/_{cm^2}} = 2173706.51\,{}^{tonf}/_{m^2}$$

$$\nu_c = 0.15$$

El módulo de poisson será de 0.15 y tendrá propiedades de simetría isotrópicos.

4.1.3.2. Acero corrugado fy=4200kg/cm2

El acero es del tipo A615 Grado 60 (fy=4200kg/cm2).

4.1.4. Esquema estructural

Sabemos del predimensionamiento realizado anteriormente nuestras secciones utilizadas para el modelamiento, por lo que tenemos:

4.1.4.1.Columnas

Se utilizará dos tipos de columnas de 40cmx50cm y columnas de 45cmx50cm, ambas columnas peraltadas en el eje "Y"

Dichas columnas serán modeladas como elementos tipo "frame", puesto que, el programa ETABS basa su cálculo en el método de rigidez y presenta hasta seis grados de libertad en cada nodo.

4.1.4.2.Vigas

Tendremos vigas principales y vigas secundarias que según nuestro predimensionamiento serán de:

Viga principal: 0.35mx0.55m

Viga secundaria: 0.30mx0.45m

De igual forma que en columnas, las vigas serán modeladas con elementos tipo frame.

4.1.4.3.Muros de concreto armado

Con el fin de otorgar rigidez a la estructura se optó por utilizar para el modelo muros de concreto armado de 0.20m de espesor tanto para muros de sótano y muros de corte. La distribución de dichos muros se realizó de tal forma que sean lo más simétrico posible y así evitar problemas de torsión.

Dichos muros serán modelados por elementos tipo Shell, más específicamente Shell-thin.

4.1.4.4.Losas Aligeradas

Como se definió en el capítulo 3, la losa de entrepiso utilizada será la losa aligerada Vigacero, puesto que, muestra mayores ventajas estructurales debido a su menor peso en comparación a la losa aligerada tradicional.

Dicha losa será modelada como elemento tipo Shell del tipo Ribbed, cabe resaltar que esta losa tiene un espaciamiento entre viguetas de 0.84m y el peso de las viguetas galvanizadas y los casetones de EPS serán metrados manualmente y adicionadas al peso de la losa.

4.1.4.5.Modelo estructural.

Finalmente se procede a levantar el modelo computarizado de la edificación considerando todos los elementos expuestos anteriormente, asimismo usaremos la estructuración planteada en el capítulo 2 para la distribución de todos los elementos estructurales.

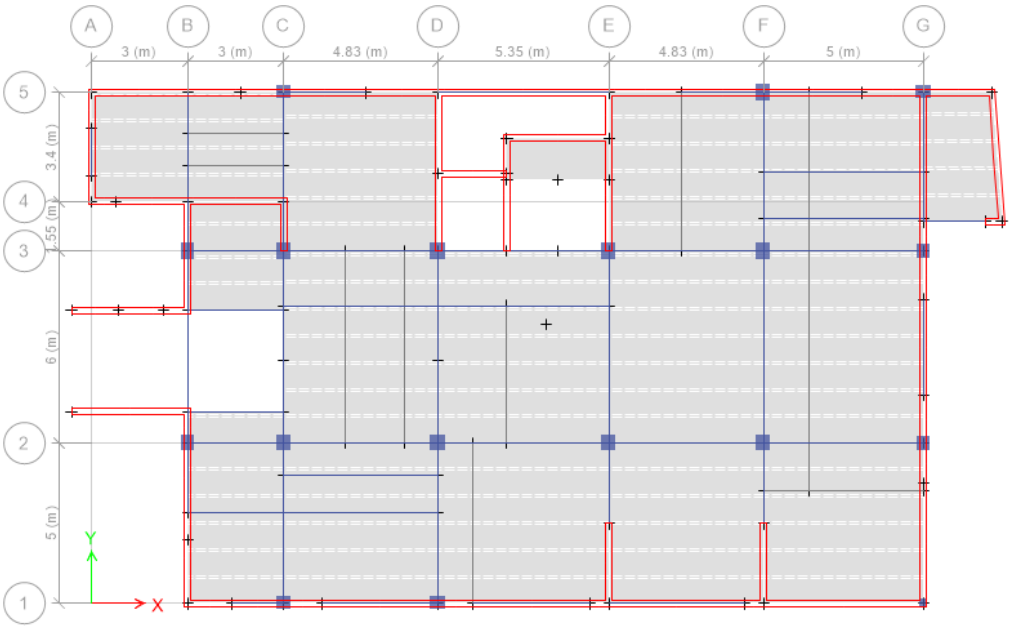


Figura 4-1 Esquema estructural primer nivel

Fuente: ETABS 2016

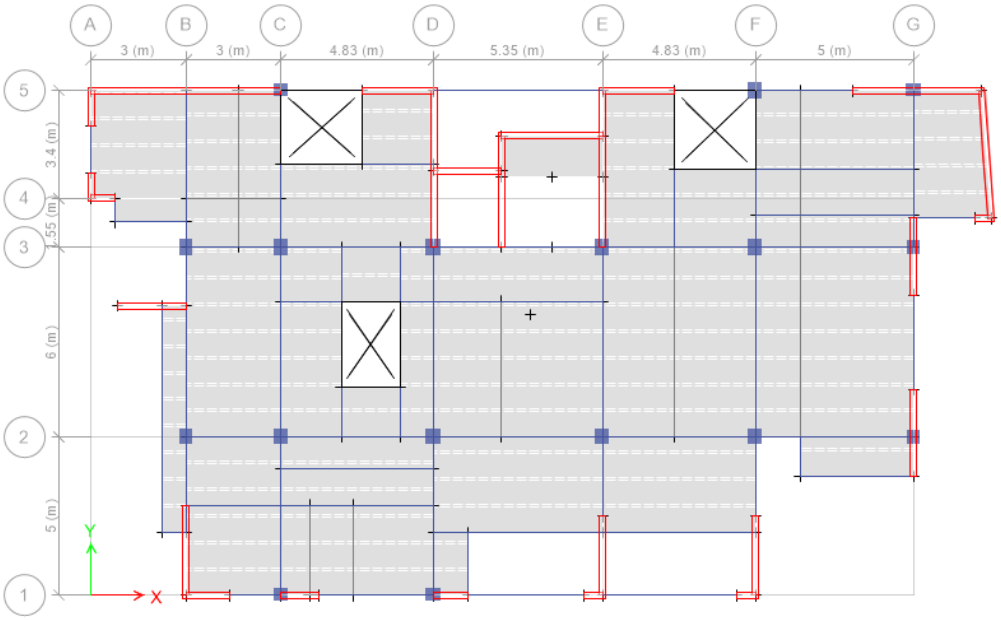


Figura 4-2 Esquema estructural segundo nivel

Fuente: ETABS 2016

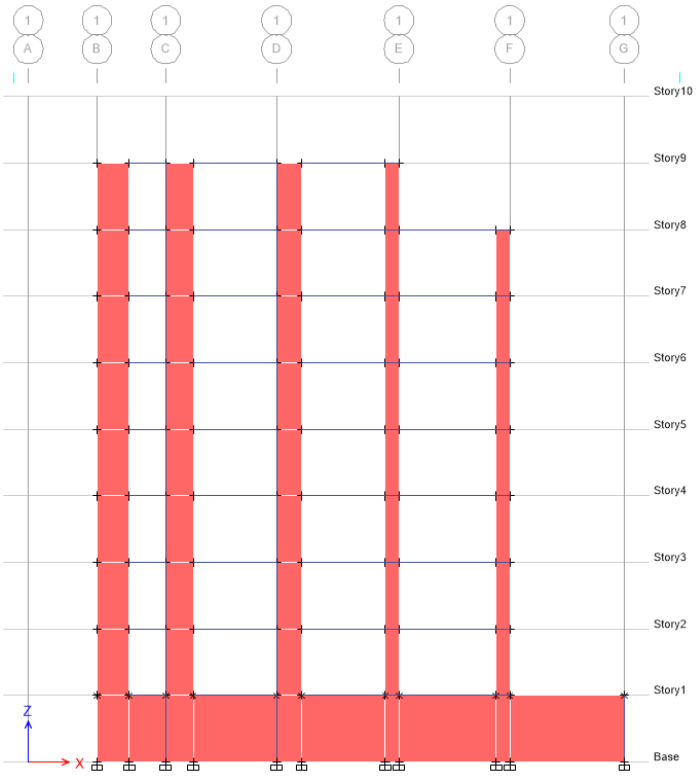


Figura 4-3 Esquema estructural – Elevación 1

Fuente: ETABS 2016

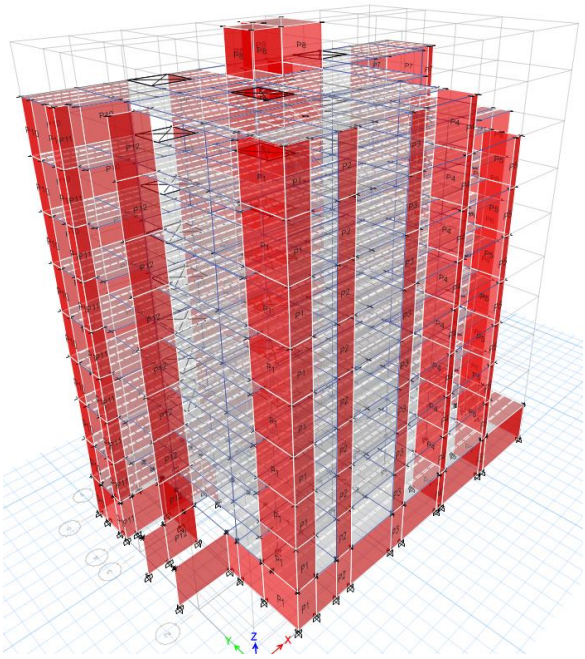


Figura 4-4 Esquema estructural - Vista 3D

Fuente: ETABS 2016

4.1.5. Propiedades estructurales del edificio.

4.1.5.1.Diafragma rígido

Entendemos por diafragma rígido a un elemento tridimensional que recibe la solicitación en un plano uniaxial que es uno de los de mayor rigidez (no existe deformación en la dirección de su plano), estos diafragmas actúan distribuyendo las fuerzas laterales a todos los elementos verticales y consecuentemente los desplazamientos laterales entre todos los elementos de la estructura. Debemos crear diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso del modelo computarizado, si bien nuestras losas tienen aberturas, estas no superan el 50% del área bruta del diafragma por lo que se pueden considerar diafragmas rígidos.

4.1.5.2.Sistema de apoyos

Para la presente tesis no consideraremos asentamientos en la base de la edificación, por lo que, nos permite otorgar un sistema de apoyo empotrado en la base, es decir, no existirá desplazamientos ni rotaciones en ningún eje de análisis.

Asimismo, al tratarse de una edificación con la existencia de un semisótano, los elementos estructurales que se encuentran allí, deben tener algunas restricciones en cuanto a sus desplazamientos.

Por lo tanto, los elementos del semisótano no presentarán desplazamientos en los ejes "X" y "Y"; ni rotación en el eje "Z", por que necesitarían un empuje lateral infinito. Pero si podrían presentar pequeños asentamientos y rotación en "X" y "Y".

4.1.5.3.Masa sísmica

Se tomará en consideración lo que indica nuestro RNE E030 de sismoresistencia, que para una edificación de categoría C tendrá un aporte de la carga viva del 25%.

4.2.Análisis estructural del edificio

4.2.1. Análisis por cargas de gravedad

Este tipo de análisis solo considera la carga muerta y carga viva otorgada a nuestra edificación. Para calcular las fuerzas resultantes provocadas por dichas cargas nos apoyaremos en el software ETABS 2016, cabe resaltar, que dichos resultados para el proceso de diseño deben ser amplificados por los factores correspondiente indicados en la norma.

4.2.1.1.Carga muerta

Son los pesos de todos los elementos fijos en la estructura, estas incluyen columnas, vigas, placas, losas, escaleras y tabiquería.

4.2.1.2.Carga Viva

Son las cargas móviles que soporta la estructura, tales como, tabiquería móvil, personas, ascensor, etc.

4.2.2. Análisis por cargas sísmicas

4.2.2.1.Criterios y parámetros para el análisis sísmico

a.) Criterios

El análisis sísmico se realiza para que la estructura a diseñar cuente con los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a los ocupantes de la edificación debido a movimientos sísmicos severos que pueden llegar a suceder.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, los cuales podrían ocasionar daños dentro de los límites aceptables, ya que dichos sismos son esperados durante el tiempo de servicio de la edificación.

Asimismo, nuestra norma nos presenta dos tipos de análisis sísmicos y un análisis complementario.

a.1) Análisis sísmico estático.

Este método representa las solicitaciones sísmicas con un conjunto de fuerzas actuando sobre el centro de masa de cada entrepiso de nuestra estructura. Es necesario asumir un modelo de masas concentradas donde se aplicarán las fuerzas sísmicas calculadas.

Este análisis está limitado a estructuras regulares e irregulares de la zona sísmica 1. En otras zonas sísmicas, sólo es aplicable a estructuras regulares de concreto armado de no más de 30 metros de altura.

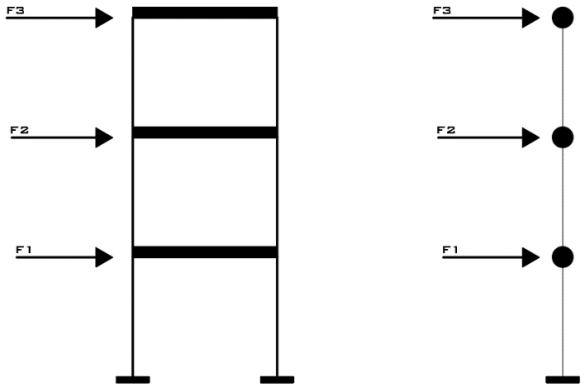


Figura 4-5 Modelo de masas concentradas

Fuente: Diseño propio

a.2) Análisis dinámico modal espectral.

Este análisis se hace considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Este tipo de análisis es el más utilizado puesto que no presenta restricciones en cuanto a su aplicación.

a.3) Análisis dinámico tiempo historia (complementario).

Es un procedimiento que complementa a los dos tipos de análisis ya presentados. Dicho análisis considera el comportamiento histerético de los elementos de la estructura, determinando la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno.

En el caso de la presente tesis, se realizará el análisis sísmico estático y el análisis dinámico modal espectral, puesto que, las cortantes calculadas por nuestro análisis dinámico deben llegar a un porcentaje de las cortantes calculadas por el análisis sísmico estático.

b.) Parámetros para análisis sísmico.

b.1.) Zonificación

Actualmente nuestra norma presenta 4 zonas que dividen nuestro territorio nacional y a cada zona se le atribuye un factor en base a su distribución espacial, las características generales de los movimientos sísmicos y la distancia epicentral que presenta cada región. Dicho factor representa la aceleración máxima horizontal y está representada como una fracción de la gravedad.

La presente tesis se encuentra ubicada en la provincia de Arequipa en el departamento de Arequipa, por lo que viendo el ANEXO II de la norma E030 nos indica que pertenece a la zona 3 y de acuerdo a la tabla presentada tendrá un factor de 0.35.

Figura 4-6 Mapa de zonificación sísmica

Fuente: RNE E030

Tabla 4-1 Factores de zona "Z", Extraído de RNE E030

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

b.2.) Condiciones geotécnicas

En la actualidad nuestra norma considera hasta 5 tipos de perfiles de suelos:

- Roca dura
- Roca o suelos muy rígidos
- Suelos intermedios
- Suelos blandos
- Suelos con condiciones excepcionales

Para la presente tesis se asumió que el suelo donde se apoyará la estructura será un suelo intermedio S_2.

b.3.) Parámetros de sitio $S, T_p \; y \; T_L$

De acuerdo a la zona obtenida y al perfil que mejor describa las condiciones del suelo, obtenemos el factor de suelo "S".

Tabla 4-2 Factor de suelo, extraído de RNE E030

FACTOR DE SUELO "S"				
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

Para la presente tesis el factor de suelo será:

$S_2 = 1.15$

Asimismo, del perfil de suelo elegido obtenemos los factores T_p y T_L, de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 4-3 Periodos, Extraídos de RNE E030

PERIODOS T_p y T_L

	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_L(s)$	3.00	2.50	2.00	1.60

Para la presente tesis los periodos utilizados serán:

$T_p = 0.60s$

$T_L = 2.00s$

b.4.) Factor de amplificación sísmica.

Se puede definir mediante las siguientes expresiones:

(Ec. IV.1.) $T < T_p \qquad C = 2.5$

(Ec. IV.2.) $T_P < T < T_L \qquad C = 2.5\left(\frac{T_P}{T}\right)$

(Ec. IV.3.) $T > T_L \qquad C = 2.5\left(\frac{T_P . T_L}{T^2}\right)$

Este coeficiente amplifica la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo y depende del periodo de vibración natural de la estructura, que a su vez depende de la distribución de los elementos estructurales en la misma.

En la presente tesis los periodos de vibración los obtendremos después de realizar el análisis modal de la estructura.

b.5.) Elección de categoría de edificación

Actualmente nuestra norma categoriza las edificaciones de acuerdo a su importancia:

A. Edificaciones esenciales
B. Edificaciones importantes
C. Edificaciones comunes
D. Edificaciones temporales

La presente tesis presenta un proyecto de edificio multifamiliar y está dentro de la categoría C, por lo tanto, tendrá un factor U=1.00.

b.6.) Elección del sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica (Ro)

Se sabe que R_0 es el factor que otorga ductilidad a la estructura, es decir, la estructura soporta deformaciones antes de llegar a la rotura.

Para la presente tesis consideramos un sistema de muros estructurales de concreto armado por la presencia de muros estructurales en su mayoría. Si bien podemos apreciar presencia de columnas, Asumimos que la cortante que toman los muros estructurales superan el 70% de la cortante de la base del edificio.

Sin embargo, este coeficiente de reducción puede verse alterado después de analizar los resultados del análisis estructural al verificarse que la cortante de los muros no superen el 70% y estén en los rangos del 20% al 70%, lo cual convertiría el sistema estructural de muros a un sistema estructural DUAL. La tabla 4-4 muestra los coeficientes utilizados para los distintos sistemas estructurales.

Tabla 4-4 Coeficientes de sistemas estructurales, Extraídos de RNE E030

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0
Acero	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	4
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	7
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	4
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7(**)

El valor de "R" utilizado para el presente proyecto será: $R_0 = 6$

f) Factores de irregularidad

En la actual norma nos presentan dos tipos de factores:

$I_a = Irregularida\ en\ altura.$

$I_p = Irregularida\ en\ planta.$

Dichos factores al multiplicarlo por nuestro factor de reducción sísmica base incrementan la cortante basal de análisis, es decir, que si una estructura presenta alguna irregularidad debe ser castigada con algún factor de irregularidad presentadas en las tablas Nº8 y Nº9 del RNE E030.

Antes de realizar el análisis sísmico solo podemos verificar la irregularidad de esquinas entrantes ya que se trata de una irregularidad geométrica en planta, después de realizar el análisis sísmico en el software recién se podrá verificar las demás irregularidades que exige nuestra norma.

Irregularidades en planta.

Podemos realizar la verificación de esquinas entrantes, el cual nos indica que la estructura es irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en AMBAS direcciones son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

$$L_{x-total} = 28.22m \rightarrow 20\%(L_{x-total}) = 5.64m$$
$$L_{y-total} = 16.15m \rightarrow 20\%(L_{y-total}) = 3.23m$$

Como se verifica en los planos no tenemos ninguna esquina entrante que cumpla con ambas condiciones.

Por lo pronto, podemos asumir que:

$I_p = 1$

Irregularidades en altura.

Puesto que aún no podemos verificar ninguna irregularidad en altura, asumiremos que:

$I_a = 1$

Por lo tanto, calculamos el valor de R que ingresará en nuestro análisis:

(Ec. IV.4.) $$R = R_0 I_p I_a = 6(1)(1) = 6$$

4.2.2.2.Análisis modal.

Se sabe que una edificación tiene diferentes modos de vibración, para la presente tesis otorgaremos 3 modos de vibración para cada entrepiso, por lo tanto, tendremos 24 modos de vibración para la estructura. Tomamos para el análisis los tres primeros modos de vibración.

Tabla 4-5 Porcentaje de masa participativa por modo de vibración, Extraído ETABS 2016

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal	1.00	0.55	0.14	0.40	0.00	0.13	0.47	0.00	0.38	0.09	0.13
Modal	2.00	0.45	0.33	0.28	0.00	0.57	0.70	0.00	0.17	0.31	0.07
Modal	3.00	0.30	0.28	0.03	0.00	0.74	0.72	0.00	0.02	0.15	0.43

Tal y como podemos apreciar, nuestros dos primeros modos de vibración toman mayor masa participativa en los ejes "Y" y "X" respectivamente, mientras que nuestro tercer modo de vibración toma mayor masa en rotación en el eje "Z".

El primer modo toma una masa participativa del 40% en dirección del eje "Y", el segundo modo toma una masa del 33% en dirección "X", mientras que el tercer modo toma una masa participativa en rotación del 43%.

Esto es muy importante porque podemos decir que nuestros dos primeros modos son de la traslación y el ultimo modo de rotación. Sin embargo, las masas participativas son bajas, por lo que se puede presentar problemas de torsión y deberá ser verificado en cuanto a irregularidad en planta en los próximos artículos de la presente tesis.

En conclusión, tenemos:

Tabla 4-6 Periodos fundamentales de la estructura, Extraído ETABS 2016

Periodo fundamental	Seg.
T_y	0.55
T_x	0.45
T_z	0.30

4.2.2.3.Análisis Estático.

Este tipo de análisis está limitado a estructuras regulares de no más de 30 metros de altura ubicadas en las zonas sísmicas 2, 3 y 4.

Para la presente tesis tenemos una altura de edificación de 29.60 m y por lo pronto es regular, por lo que, es viable realizar este tipo de análisis sísmico.

Asimismo, este análisis servirá de apoyo para realizar el escalamiento adecuado que exige nuestra norma de la cortante calculada por el análisis dinámico modal espectral con respecto a la cortante calculada por el análisis estático. Es decir que la cortante dinámica debe ser como mínimo un 80% de la cortante estática para estructuras regulares y un 90% de la cortante estática para estructuras irregulares.

La siguiente tabla muestra el resumen de los parámetros calculados para el análisis sísmico.

Tabla 4-7 Parámetros para análisis sísmico estático, Diseño propio

TX=	*0.45*	**S=**	*1.15*	**CY=**	*2.5*	**Ip**	*1*
TY=	*0.55*	**TP=**	*0.6*	**RX=**	*6*		
Z=	*0.35*	**TL=**	*2*	**RY=**	*6*		
U=	*1*	**CX=**	*2.5*	**Ia**	*1*		

a) Cálculo del peso sísmico.

Extraemos del software el peso de nuestra estructura y el peso por cada nivel.

Tabla 4-8 Peso por piso de la estructura, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Localización	PESO ACUMULADO	PESO POR NIVEL
			tonf	tonf
CM	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*36.27*	*36.27*
Piso 8	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*295.07*	*258.81*
Piso 7	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*664.70*	*369.63*
Piso 6	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*1034.33*	*369.63*
Piso 5	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*1403.96*	*369.63*
Piso 4	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*1773.59*	*369.63*
Piso 3	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*2143.22*	*369.63*
Piso 2	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*2512.85*	*369.63*
Piso 1	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*2882.48*	*369.63*
SEMISÓTANO	*PESO EDIFICACIÓN*	*Bottom*	*3342.81*	*460.33*

Tomamos el peso hasta el piso 1, ya que el semisótano no entra en el análisis sísmico estático por las restricciones que presenta.

Es importante verificar el ratio de peso por metro cuadrado de área construida, actualmente se considera un ratio aproximado de $1 tonf/m^2$, entonces para nuestro edificio tenemos:

Peso del primer nivel=369.63tonf

Área del primer nivel=361.2m2

$$r_{peso-area} = \frac{369.63 tonf}{361.2 m^2} = 1.02 \, tonf/m^2$$

Por lo que podemos asumir que nuestras cargas otorgadas al edificio son correctas.

b) Cálculo de la cortante en la base.

Procedemos a utilizar la siguiente fórmula que nos recomienda el RNE E030.

$$V = \frac{ZUCS}{R}.P_T \quad \text{(Ec. IV.5.)}$$

Donde:

Z=Zonificación

U=Uso de la estructura

C=Factor de amplificación sísmica

S=Factor de suelo

R=Coeficiente de reducción sísmica

P_T =Peso de la edificación (100%CM+25%CV)

Procedemos a calcular las cortantes tanto en la dirección "X" y "Y".

$$V_x = \frac{0.35 x 1.00 x 2.5 x 1.15}{6} x 2882.48 tonf = 483.42 tonf$$

$$V_y = \frac{0.35 x 1.00 x 2.5 x 1.15}{6} x 2882.48 tonf = 483.42 tonf$$

c) Cálculo de la cortante por nivel.

c.1) Para la dirección "X"

El factor k es igual 1.00 puesto que nuestro periodo es menor a 0.5 y como indica el RNE E030 solo debe modificarse si el periodo es mayor que 0.5.

Tabla 4-9 Cortantes sísmicas por nivel en dirección X, Diseño propio

PISO	Altura acumulada h_i m	Peso P_i tonf	$P_i(h_i)^k$	α_i	F_i tonf
CM	26.6	36.27	888.74	0.02	12.03
Piso 8	24	258.81	5736.98	0.16	77.67
Piso 7	21	369.63	7193.33	0.20	97.39
Piso 6	18	369.63	6189.51	0.17	83.80
Piso 5	15	369.63	5181.49	0.15	70.15
Piso 4	12	369.63	4168.38	0.12	56.43
Piso 3	9	369.63	3148.85	0.09	42.63
Piso 2	6	369.63	2120.62	0.06	28.71
Piso 1	3	369.63	1078.85	0.03	14.61
		SUMA	35706.75		483.42

c.2) Para la dirección Y

El factor k cambia, puesto que, el periodo es mayor que 0.5 y como indica el RNE E030 debe modificarse.

Tabla 4-10 Cortantes sísmicas por nivel en dirección Y, Diseño propio

PISO	Altura acumulada h_i	Peso P_i	$P_i(h_i)^k$	α_i	F_i tonf
CM	26.60	36.27	1047.17	0.03	12.37
Piso 8	24.00	258.81	6725.02	0.16	79.43
Piso 7	21.00	369.63	8376.08	0.20	98.94
Piso 6	18.00	369.63	7151.88	0.17	84.48
Piso 5	15.00	369.63	5932.80	0.14	70.08
Piso 4	12.00	369.63	4719.83	0.12	55.75
Piso 3	9.00	369.63	3514.51	0.09	41.51
Piso 2	6.00	369.63	2319.37	0.06	27.40
Piso 1	3.00	369.63	1139.76	0.03	13.46
		SUMA	40926.43		483.42

Estas cortantes serán repartidas en cada elemento estructural como placas, columnas, etc. Y así poder realizar las combinaciones de carga para el diseño estructural.

4.2.2.4.Análisis Dinámico Modal Espectral.

Este tipo de análisis puede ser aplicado a cualquier tipo de estructura, no presenta límites, para ello es necesario cargar el espectro de aceleraciones al software.

a.) Espectro de aceleraciones.

Dicho espectro es una curva que se obtiene a partir de los máximos valores de aceleraciones que afectan a diferentes edificaciones en función a los parámetros sísmicos Z, U, C y S. Se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R}.g \quad \text{(Ec. IV.6.)}$$

Donde:

Z=Zonificación

U=Uso de la estructura

C=Factor de amplificación sísmica

S=Factor de suelo

R=Coeficiente de reducción sísmica

g=Aceleración de la gravedad

Tabla 4-11 Parámetros para análisis sísmico dinámico, Diseño propio

PARÁMETROS PARA ANALISIS					
Z=	0.35	TP=	0.6	RY=	6
U=	1	TL=	2	Ia	1
S=	1.15	RX=	6	Ip	1

Espectro de aceleraciones NTE E030.

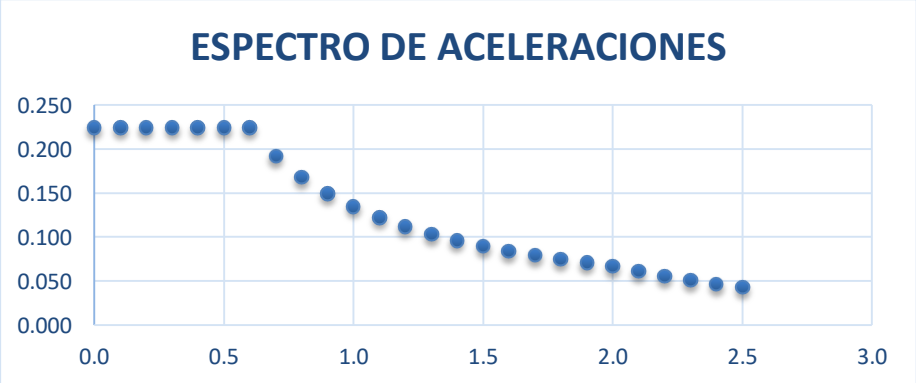


Figura 4-7 Espectro de aceleraciones para análisis sísmico dinámico

Fuente: Diseño propio

Para la presente tesis se construirá un espectro en función del periodo y C (factor de amplificación sísmica), para luego ser multiplicado en el software ETABS por el resultado de la siguiente expresión.

$$F_{Dinamico-etabs} = \frac{ZUS}{R}.g \quad \text{(Ec. IV.7.)}$$

Para realizar el análisis computarizado en el software ETABS, introduciremos el espectro generado entre el periodo y C (factor de amplificación sísmica), esto se hará con el fin de cargar un espectro único al software.

Una vez cargado el espectro en el programa, se procederá a otorgar el factor de escala que solicita el software, dicho factor será:

$$\frac{ZUS}{R}.g = \frac{0.35x1x1.15}{6}.9.81 = 0.658088$$ En ambas direcciones de análisis.

Este factor podrá ser cambiado si cualquiera de los parámetros sísmicos llegase a cambiar, en conclusión, no cambiará el espectro introducido al programa solo podría llegar a cambiar el factor de escala introducido.

Como sabemos, el software tomará la masa sísmica antes definida como 100%CM+25%CV, asimismo se definirá el tipo de análisis que aplicará (Response Spectrum), el criterio de combinación modal (CQC), el factor de escala y la excentricidad accidental.

Cabe resaltar que dicho análisis se apoya sobre el análisis modal por lo que los modos de vibración son muy importantes para este tipo de análisis.

4.2.3. Análisis e interpretación de resultados.

4.2.3.1.Modos de vibración de la estructura.

Como se mencionó anteriormente nuestros dos primeros modos de vibración son en las direcciones “Y” y “X” respectivamente.

Si bien nuestra norma indica que se consideran aquellos modos cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, se puede tomar en cuenta los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Primer modo de vibración: En traslación dirección Y, T=0.55

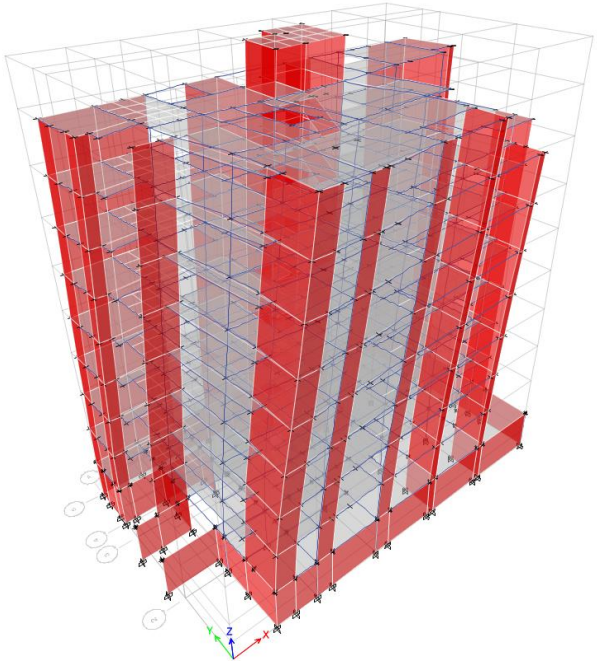


Figura 4-8 Modo de vibración en dirección Y

Fuente: ETABS

Segundo modo de vibración: En traslación dirección X, T=0.45

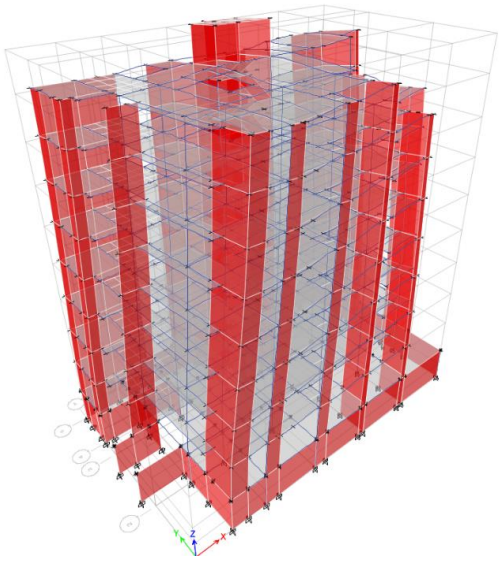


Figura 4-9 Modo de vibración en dirección X

Fuente: ETABS

Tercer modo de vibración: En Rotación en eje Z, T=0.30

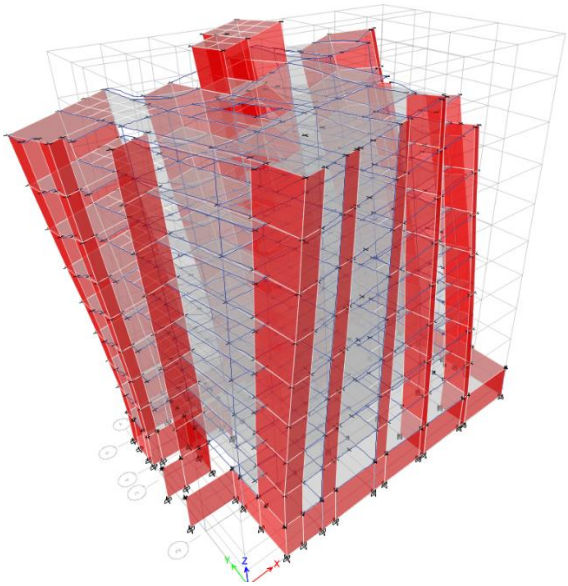


Figura 4-10 Modo de vibración en rotación

Fuente: ETABS

4.2.3.2.Desplazamientos admisibles

La actual norma sismorresistente E030, nos presenta el siguiente de cuadro de desplazamientos relativos admisibles.

Tabla 4-12 Limites para la distorsión de entrepiso, Extraídos del RNE E030

Material Predominante	Δ_i / h_i
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Cabe resaltar que dichos desplazamientos deben ser comparados con los desplazamientos inelásticos de la estructura, sin embargo, los desplazamientos calculados después de análisis sísmico son desplazamientos elásticos por lo que debemos multiplicar por el valor "R" para obtener los desplazamientos inelásticos. Según la norma el valor de "R" se verá afectado de acuerdo al tipo de estructura si es regular o irregular (0.75R: Regular, 0.85R: Irregular). Por lo tanto, debemos crear una combinación de carga

multiplicando los desplazamientos elásticos por 0.75R, considerando nuestra estructura regular y así obtener las derivas correspondientes.

Seguidamente extraemos las derivas correspondientes para cada dirección de análisis sísmico dinámico.

Derivas Sismo dinámico Y en dirección "Y"

Tabla 4-13 Derivas análisis dinámico dirección Y, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Diafragma	Deriva	Deriva < 0.007
CM	DERIVA YY Max	Diaph D10 Y	0.002752	Cumple
Piso 8	DERIVA YY Max	Diaph D9 Y	0.004158	Cumple
Piso 7	DERIVA YY Max	Diaph D8 Y	0.004613	Cumple
Piso 6	DERIVA YY Max	Diaph D7 Y	0.005039	Cumple
Piso 5	DERIVA YY Max	Diaph D6 Y	0.00531	Cumple
Piso 4	DERIVA YY Max	Diaph D5 Y	0.005307	Cumple
Piso 3	DERIVA YY Max	Diaph D4 Y	0.004881	Cumple
Piso 2	DERIVA YY Max	Diaph D3 Y	0.003941	Cumple
Piso 1	DERIVA YY Max	Diaph D2 Y	0.001976	Cumple

D**erivas Sismo dinámico X en dirección "X"**

Tabla 4-14 Derivas análisis dinámico dirección X, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Diafragma	Deriva	Deriva < 0.007
CM	DERIVA XX Max	Diaph D10 X	0.000935	Cumple
Piso 8	DERIVA XX Max	Diaph D9 X	0.001875	Cumple
Piso 7	DERIVA XX Max	Diaph D8 X	0.002171	Cumple
Piso 6	DERIVA XX Max	Diaph D7 X	0.002506	Cumple
Piso 5	DERIVA XX Max	Diaph D6 X	0.002763	Cumple
Piso 4	DERIVA XX Max	Diaph D5 X	0.002863	Cumple
Piso 3	DERIVA XX Max	Diaph D4 X	0.002714	Cumple
Piso 2	DERIVA XX Max	Diaph D3 X	0.002236	Cumple
Piso 1	DERIVA XX Max	Diaph D2 X	0.001018	Cumple

Como se puede apreciar en las tablas anteriores, las derivas en cada dirección de análisis no superan el máximo permitido por la norma.

4.2.3.3.Irregularidades estructurales.

a.) Irregularidades estructurales en altura

a.1.) Irregularidad de rigidez – Piso blando.

Existe dicha irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 70% del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Verificación de rigidez sismo dinámico X en dirección "X" y "Y"

Tabla 4-15 Verificación de irregularidad de rigidez sismo "X", Extraído ETABS 2016

Piso	Tipo carga	Rigidez X tonf/m	Rigidez Y tonf/m	X (70% superior)	Y (70% superior)	X (80% del promedio)	Y (80% del promedio)	Condición
CM	SDXX	9940.318	5357.543					
Piso 8	SDXX	40717.131	25470.153					Cumple
Piso 7	SDXX	80126.779	51222.225	1.97	2.01			Cumple
Piso 6	SDXX	106016.876	69816.541	1.32	1.36	2.43	2.55	Cumple
Piso 5	SDXX	124991.292	85172.851	1.18	1.22	1.65	1.74	Cumple
Piso 4	SDXX	142945.516	100903.75	1.14	1.18	1.38	1.47	Cumple
Piso 3	SDXX	167827.45	122446.268	1.17	1.21	1.35	1.44	Cumple
Piso 2	SDXX	214233.45	161933.833	1.28	1.32	1.47	1.57	Cumple
Piso 1	SDXX	424304.306	333253.393	1.98	2.06	2.42	2.59	Cumple

Verificación de rigidez sismo dinámico Y en dirección "X" y "Y"

Tabla 4-16 Verificación de irregularidad de rigidez sismo "Y", Extraído ETABS 2016

Tipo	Tipo carga	Rigidez X tonf/m	Rigidez Y tonf/m	X (70% superior)	Y (70% superior)	X (80% del promedio)	Y (80% del promedio)	Condición
CM	SDYY	7920.391	4896.032					Cumple
Piso 8	SDYY	30605.702	26067.562					Cumple
Piso 7	SDYY	60310.067	51062.25	1.97	1.96			Cumple
Piso 6	SDYY	79693.061	68657.772	1.32	1.34	2.42	2.51	Cumple
Piso 5	SDYY	93694.198	83037.169	1.18	1.21	1.65	1.71	Cumple
Piso 4	SDYY	107118.898	97931.631	1.14	1.18	1.38	1.45	Cumple
Piso 3	SDYY	125308.364	119324.584	1.17	1.22	1.34	1.43	Cumple
Piso 2	SDYY	157530.766	159631.478	1.26	1.34	1.45	1.59	Cumple
Piso 1	SDYY	303567.835	329012.838	1.93	2.06	2.34	2.62	Cumple

Como se puede apreciar en las tablas anteriores, las relaciones de rigideces entre los entrepisos están por encima de 1, lo que indica que no existe irregularidad de rigidez piso blando.

a.2.) Irregularidad de masa o peso.

Esta irregularidad se presenta cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente. Cabe resaltar que esta condición no se aplica a sótanos ni azoteas.

Tabla 4-17 Verificación de irregularidad de masa o peso, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Localización	P (Acumulado)	P (por piso)	Peso<1.5Peso Adyacente	condición
			tonf	tonf		
CM	PESO EDIFICACION	Bottom	36.27	36.27		No aplica
Piso 8	PESO EDIFICACION	Bottom	295.07	258.81		No aplica
Piso 7	PESO EDIFICACION	Bottom	664.70	369.63	1.43	cumple
Piso 6	PESO EDIFICACION	Bottom	1034.33	369.63	1.00	cumple
Piso 5	PESO EDIFICACION	Bottom	1403.96	369.63	1.00	cumple
Piso 4	PESO EDIFICACION	Bottom	1773.59	369.63	1.00	cumple
Piso 3	PESO EDIFICACION	Bottom	2143.22	369.63	1.00	cumple
Piso 2	PESO EDIFICACION	Bottom	2512.85	369.63	1.00	cumple
Piso 1	PESO EDIFICACION	Bottom	2882.48	369.63	1.00	cumple
Semisótano	PESO EDIFICACION	Bottom	3342.81	460.33		No aplica

Como se aprecia en la tabla 4-18, las relaciones de peso entre los pisos continuos no superan el valor de 1.5, por lo que, podemos afirmar que nuestra estructura no presenta la irregularidad de masa o peso.

a.3.) Irregularidad geométrica vertical.

Esta irregularidad se presenta cuando, en cualquiera de las dimensiones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente.

Dado que nuestros pisos son típicos y presentan un área en planta constante no se presenta dicha irregularidad.

a.4.) Irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

Dicha irregularidad se presenta cuando un elemento estructural que resiste más del 10% de la cortante tiene un desalineamiento vertical.

Generalmente, esta irregularidad se presenta por la existencia de muros bandera, es decir, cuando la dimensión del muro en el primer nivel es menor que la dimensión del muro del segundo nivel, esto genera excentricidad en el muro superior.

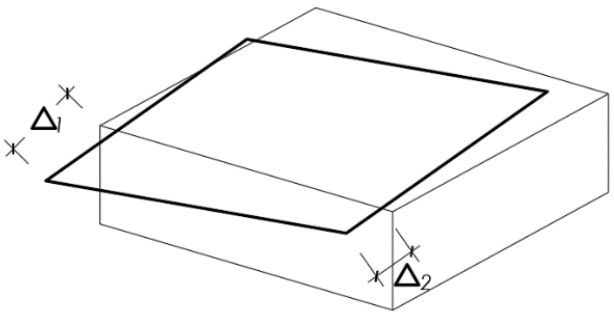
Para la presente tesis no presentamos estos tipos de muro por lo que no se presentará dicha irregularidad.

b.) Irregularidades estructurales en planta

b.1) Irregularidad Torsional

Existe este tipo de irregularidad cuando el máximo desplazamiento relativo del entrepiso en un extremo del edificio, en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Para ello nos apoyaremos en el software ETABS



$$\Delta_{max} \geq 1.3\Delta_{promedio} \rightarrow Irregular$$

$$\Delta_{promedio} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

Figura 4-11 Esquema de irregularidad torsional

Fuente: Diseño propio

Tabla 4-18 Verificación de irregularidad torsional dirección X, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Diafragma	Máximo desplazamiento entrepiso	Promedio de desplazamientos	Ratio	Condición
CM	DERIVA XX Max	Diaph D10 X	0.0013	0.0012	1.09	Cumple
Piso 8	DERIVA XX Max	Diaph D9 X	0.0025	0.0018	1.37	No cumple
Piso 7	DERIVA XX Max	Diaph D8 X	0.0027	0.0020	1.38	No cumple
Piso 6	DERIVA XX Max	Diaph D7 X	0.0031	0.0022	1.40	No cumple
Piso 5	DERIVA XX Max	Diaph D6 X	0.0033	0.0023	1.43	No cumple
Piso 4	DERIVA XX Max	Diaph D5 X	0.0034	0.0023	1.44	No cumple
Piso 3	DERIVA XX Max	Diaph D4 X	0.0032	0.0022	1.46	No cumple
Piso 2	DERIVA XX Max	Diaph D3 X	0.0028	0.0019	1.46	No cumple
Piso 1	DERIVA XX Max	Diaph D2 X	0.0016	0.0011	1.42	No cumple

Tabla 4-19 Verificación de irregularidad torsional dirección Y, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Diafragma	Máximo desplazamiento entrepiso	Promedio de desplazamientos	Ratio	Condición
CM	DERIVA YY Max	Diaph D10 Y	0.0033	0.0030	1.08	Cumple
Piso 8	DERIVA YY Max	Diaph D9 Y	0.0047	0.0036	1.30	No cumple
Piso 7	DERIVA YY Max	Diaph D8 Y	0.0050	0.0038	1.33	No cumple
Piso 6	DERIVA YY Max	Diaph D7 Y	0.0053	0.0040	1.34	No cumple
Piso 5	DERIVA YY Max	Diaph D6 Y	0.0055	0.0040	1.36	No cumple
Piso 4	DERIVA YY Max	Diaph D5 Y	0.0054	0.0039	1.37	No cumple
Piso 3	DERIVA YY Max	Diaph D4 Y	0.0049	0.0036	1.38	No cumple
Piso 2	DERIVA YY Max	Diaph D3 Y	0.0041	0.0029	1.39	No cumple
Piso 1	DERIVA YY Max	Diaph D2 Y	0.0023	0.0017	1.37	No cumple

Como se muestra en las tablas 4-19 y 4-20 nuestra edificación tiene irregularidad torsional, ya que la relación entre el desplazamiento máximo y el promedio de los desplazamientos son mayores a 1.3. Sin embargo, dichas relaciones no llegan al valor de 1.5, por lo que no tenemos irregularidad torsional extrema. Cabe resaltar que si tuviéramos irregularidad extrema el edificio en cuestión sería inviable y se tendría que buscar otra estructuración. Por lo tanto, nuestro factor de irregularidad en planta será:

$$I_p = 0.75$$

4.2.3.4.Corrección de análisis sísmico por irregularidades.

En el acápite anterior se definió las irregularidades de nuestra edificación teniendo así las siguientes:

Irregularidad en planta: $I_p = 0.75$

Irregularidad en altura: $I_a = 1.00$

Por lo que definimos nuestro valor de R real:

$$R = 6(0.75)(1.00) = 4.5$$

Por lo tanto, al tener una estructura irregular nuestro análisis sísmico estático solo se limitará a entregarnos el cortante basal para escalar nuestra cortante dinámica, sin embargo, las fuerzas calculadas para cada nivel de entrepiso no podrán ser utilizadas para

el análisis y solo realizaremos el análisis sísmico dinámico modal espectral para calcular las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio.

Como el espectro de aceleraciones ya está cargado en el software ETABS, sólo nos limitaremos a cambiar el factor de escala, cuando suponíamos que nuestra estructura era regular el factor de escala tenía el valor de 0.6581, ahora nuestro nuevo factor será:

$$\frac{ZUS}{R}.g = \frac{0.35x1x1.15}{4.5}.9.81 = 0.87745$$ En ambas direcciones de análisis.

Asimismo, para verificar las derivas (desplazamientos inelásticos en cada nivel) en cada dirección producidas por las fuerzas sísmicas, según nuestra norma deberá multiplicarse los desplazamientos elásticos obtenidos del análisis por el factor de 0.85 y así obtener los desplazamientos inelásticos, puesto que, nuestra estructura está dentro de la clasificación de estructuras irregulares. $(0.85R = 0.85(4.5) = 3.825)$

Tabla 4-20 Verificación de derivas sismo dinámico dirección Y, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Diafragma	Deriva Y	Deriva < 0.007
CM	DERIVA YY Max	Diaph D10 Y	0.0033	Cumple
Piso 8	DERIVA YY Max	Diaph D9 Y	0.0047	Cumple
Piso 7	DERIVA YY Max	Diaph D8 Y	0.0050	Cumple
Piso 6	DERIVA YY Max	Diaph D7 Y	0.0053	Cumple
Piso 5	DERIVA YY Max	Diaph D6 Y	0.0055	Cumple
Piso 4	DERIVA YY Max	Diaph D5 Y	0.0054	Cumple
Piso 3	DERIVA YY Max	Diaph D4 Y	0.0049	Cumple
Piso 2	DERIVA YY Max	Diaph D3 Y	0.0041	Cumple
Piso 1	DERIVA YY Max	Diaph D2 Y	0.0023	Cumple

Tabla 4-21 Verificación de derivas sismo dinámico dirección X, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	Diafragma	Deriva X	Deriva<0.007
CM	DERIVA XX Max	Diaph D10 X	0.0013	Cumple
Piso 8	DERIVA XX Max	Diaph D9 X	0.0025	Cumple
Piso 7	DERIVA XX Max	Diaph D8 X	0.0027	Cumple
Piso 6	DERIVA XX Max	Diaph D7 X	0.0031	Cumple
Piso 5	DERIVA XX Max	Diaph D6 X	0.0033	Cumple
Piso 4	DERIVA XX Max	Diaph D5 X	0.0034	Cumple
Piso 3	DERIVA XX Max	Diaph D4 X	0.0032	Cumple
Piso 2	DERIVA XX Max	Diaph D3 X	0.0028	Cumple
Piso 1	DERIVA XX Max	Diaph D2 X	0.0016	Cumple

Como se puede verificar en las tablas mostradas que nuestro desplazamiento aún se mantiene por debajo del máximo desplazamiento admisible por la norma.

4.2.3.5.Fuerza cortante

Fuerza cortante estática

Calculamos la nueva cortante estática con R=4.5, para ello nos apoyamos en el acápite 4.2.2.3. de la presente tesis.

(Ec. IV.8.)
$$V = \frac{ZUCS}{R}.P_T$$

$$V_x = \frac{0.35x1.00x2.5x1.15}{4.5} x2882.48tonf = 644.55tonf$$

$$V_y = \frac{0.35x1.00x2.42x1.15}{4.5} x2882.48tonf = 644.55tonf$$

Fuerza cortante dinámica.

Extraemos del software las fuerzas cortantes dinámicas para ambas direcciones. Por lo que tenemos:

Tabla 4-22 Fuerzas cortantes dinámicas, Extraído ETABS 2016

Combinación	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Sismo dinámico X	317.87	228.97	0.00	4498.70	6159.24	5330.39
Sismo dinámico Y	228.97	361.26	0.00	7053.58	4401.14	4859.05

La norma nos indica que la fuerza cortante en el primer entrepiso no puede ser menor que el 90% de la cortante estática para estructuras irregulares. Por lo que tenemos:

$$90\%V_x = 0.90x644.55tonf = 580.1tonf$$
$$90\%V_y = 0.90x644.55tonf = 580.1tonf$$

Realizamos la comparación:

$$V_{din-x} = 317.87tonf < 580.1tonf$$
$$V_{din-y} = 361.26tonf < 580.1tonf$$

Ambas cortantes son menores que el 90% de la cortante estática por lo que es necesario escalar las fuerzas dinámicas de acuerdo a norma.

Los factores utilizados para escalar serán:

$$f_{sd-x} = \frac{580.1tonf}{317.87tonf} = 1.82$$

$$f_{sd-y} = \frac{580.1tonf}{361.26tonf} = 1.61$$

Dichos factores serán subidos al software ETABS creando una combinación de carga adicional donde se escala las fuerzas cortantes dinámicas.

4.2.3.6.Verificación del sistema estructural

A continuación, se verificará el sistema estructural, al inicio se asumió un sistema estructural de muros estructurales, por lo que $R_0 = 6$.

Tabla 4-23 Comparación de % de cortantes de muros y cortantes en la base, Extraído ETABS 2016

	Cortante Basal (tonf)	Cortante de muros(tonf)	% cortante
Sismo Dirección X	317.63	225.20	71%
Sismo Dirección Y	357.21	335.10	93.81%

Como se puede verificar la tabla anterior, la cortante que absorben los muros estructurales en la dirección "Y "son mayores que el 70% por lo que sería un sistema estructural de muros estructurales; y las cortantes que absorben los muros en la dirección "X" superan el 70% por lo que también sería un sistema de muros estructurales, ya que, el RNE E030 nos indica que las estructuras donde la cortante basal es absorbida por más de 70% por placas se considera como un sistema estructural de muros estructurales.

Asimismo, la norma nos recomienda tomar el menor valor de R_0 entre ambos sistemas estructurales. Ya que contamos con el mismo sistema estructural en ambas direcciones el valor de R será:

$R_0 = 6$

4.2.3.7. Centro de masa y rigidez.

El centro de rigidez es aquel donde se generará la resistencia de la fuerza sísmica, mientras que el centro de masa es aquel donde se concentra la masa del edificio.

Tabla 4-24 Centro de masa y centro de rigidez de la estructura, Extraído ETABS 2016

Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR
Semisótano	D1	14.23	8.71		
Piso 1	D2	13.89	8.88	16.13	13.48
Piso 2	D3	13.89	8.88	16.11	14.04
Piso 3	D4	13.89	8.88	16.13	14.02
Piso 4	D5	13.89	8.88	16.18	13.87
Piso 5	D6	13.89	8.88	16.22	13.70
Piso 6	D7	13.89	8.88	16.24	13.52
Piso 7	D8	13.68	8.96	16.25	13.36
Piso 8	D9	12.51	9.64	16.18	13.27
CM	D10	13.47	13.01	15.04	14.10

Tal como indica la tabla tenemos excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa de cada nivel de entrepiso, esto explica nuestra irregularidad de torsión en el mismo.

4.2.3.8.Diagrama de fuerzas.

A continuación, mostraremos el diagrama de momentos flectores de las cargas de gravedad (Carga muerta y carga viva) y las cargas sísmicas obtenidas del análisis estructural hecho por el software. Cabe resaltar, que las fuerzas sísmicas dinámicas ya deben estar escaladas al 90% de la fuerza cortante estática, ya que, para la realización de los combos de diseño, donde se amplifican las cargas, dichas combinaciones deben contar con la fuerza sísmica al 90% de la fuerza sísmica estática.

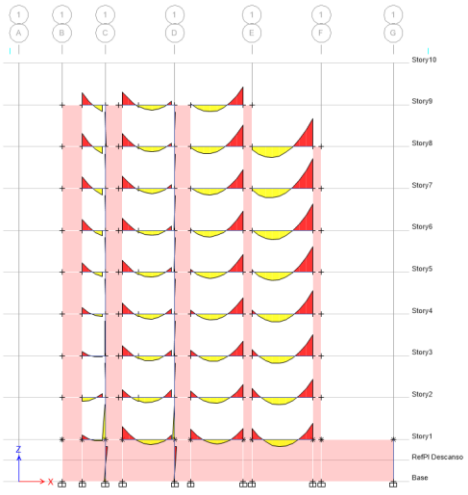


Figura 4-12 Diagrama de momentos flectores por carga muerta eje 1

Fuente: ETABS 2016

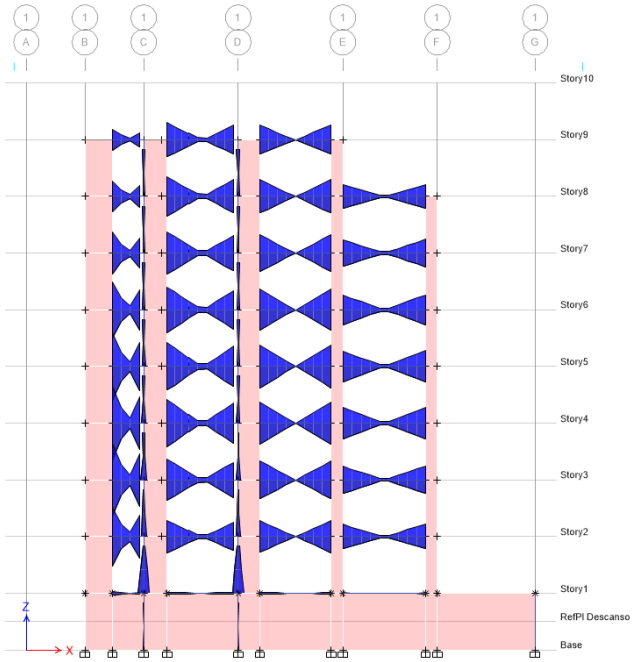


Figura 4-13 Diagrama de momentos flectores sismo dinámico X

Fuente: ETABS 2016

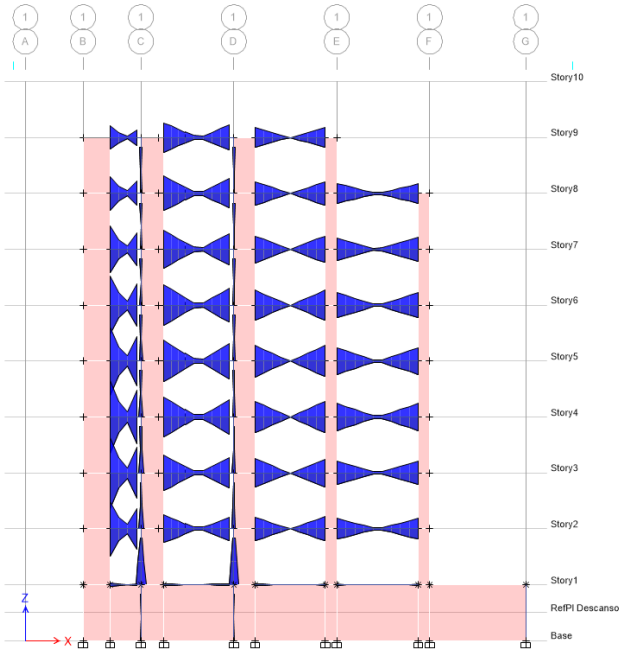


Figura 4-14 Diagrama de momentos flectores sismo dinámico Y

Fuente: ETABS 2016

5. CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. Fundamentos de diseño en concreto armado

5.1.1. Metodología de diseño.

Es importante definir que una estructura, es un conjunto de partes y componentes que unidos cumplen una función, debe concebirse que al diseñar cualquier edificación se debe optimizar al máximo los resultados obtenidos.

Se puede llegar a diseñar mediante los siguientes métodos:

- Método elástico o de cargas de servicio.
- Método de resistencia, también llamado de rotura o de cargas ultimas.

5.1.2. Método de resistencia ultima

Actualmente nuestra norma realiza el diseño por el método de resistencia. Este método amplifica las cargas y analiza el elemento en su etapa ultima; asimismo también hace uso de factores de reducción de resistencia. Por lo que, deben cumplirse las siguientes relaciones.

Diseño por flexión: $\phi M_n \geq M_u$

Diseño por cortante: $\phi V_n \geq V_u$

Diseño por axial: $\phi P_n \geq P_u$

5.1.2.1.Combinaciones de carga y factores

(Ec. V.1.) $$U = 1.4CM + 1.7CV$$

(Ec. V.2.) $$U = 1.25CM + 1.25CV \pm CS$$

(Ec. V.3.) $$U = 0.9CM \pm CS$$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

Las resistencias de diseño deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del RNE E060 multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencias especificados en la tabla 5-1.

Tabla 5-1 Factores de reducción de resistencia, Extraído RNE E060

Solicitaciones en la sección	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Compresión	0.70
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Flexo compresión	0.70

5.1.3. Diseño por flexión

5.1.3.1.Hipótesis fundamentales

- Una sección transversal se mantiene plana antes y después de haber sometido el elemento a un sistema de cargas.
- Las tracciones debidas a la flexión, en cualquier punto, dependen directamente de la deformación en dicho punto, esto significa, que dichas deformaciones están regidas al diagrama de esfuerzo-deformación.
- La distribución de esfuerzos cortantes depende del diagrama esfuerzo -deformación.
- El concreto tiene una resistencia a la tracción muy pequeña y que se agrieta aproximadamente cuando este alcanza un 10% de la resistencia f'_c.Por lo que, asumimos que toda la fuerza de tracción lo asume el acero.
- La deformación unitaria del concreto en la rotura es: $\in_{cu} = 0.003$

5.1.3.2.Procedimiento general de diseño a flexión

- Extraemos del software los momentos M_u de cada uno de los elementos sometidos a flexión. Asimismo, dichos momentos extraídos deben ser verificados y comparados con los momentos calculados por un análisis por capacidad recomendada por el RNE E060.
- Calculamos el factor "w" (Cuantía mecánica) que nos ayudara a calcular la cuantía necesaria para nuestro elemento a flexión.

$$w = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695.M_u}{\phi.f'c.b_w.d^2}} \quad \text{(Ec. V.4.)}$$

Donde:

M_u : Momento último.

ϕ : Factor de reducción sísmica.

$f'c$: Esfuerzo a compresión del concreto.

d : Peralte efectivo.

b_w : Dimensión de la base.

- Se calcula la cuantía necesaria mediante la siguiente expresión.

$$\rho = w\frac{f'_c}{f_y} \quad \text{(Ec. V.5.)}$$

- Sabemos que la cuantía mínima es:

$$\rho_{\min} = 0.7\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{(Ec. V.6.)}$$

Para losas macizas y zapatas la cuantía mínima utilizada para esfuerzos de tracción será de 0.0018.

- Calculamos la cuantía balanceada con la siguiente expresión:

$$\rho_b = 0.85\beta\frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{6000}{6000+f_y}\right) \quad \text{(Ec. V.7.)}$$

- Se calcula la cuantía máxima.

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b \quad \text{(Ec. V.8.)}$$

- Se debe verificar que:

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ Esto indica una falla dúctil.

- Se calcula el área de acero necesario.

$$A_s = \rho.b_w.d \quad \text{(Ec. V.9.)}$$

5.1.4. Diseño por corte

5.1.4.1.Procedimiento general de diseño a corte

- Extraemos del software las cortantes V_u en cada uno de los elementos sometidos a diseño. Asimismo, dichas cortantes extraídas deben ser verificadas y comparadas

con las cortantes calculadas por un análisis por capacidad recomendada por el RNE E060.

- Calculamos la resistencia del concreto a corte:

(Ec. V.10.) $$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}.b_w.d$$ Para flexión pura

(Ec. V.11.) $$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{P_u}{0.14A_g}\right)b_w.d$$ Para flexocompresión

Donde:

P_u : Carga axial de compresión

A_g : Área de la sección bruta de concreto

b_w : Ancho del alma del elemento

- Se verifica que $V_u \leq \phi V_c$, en el caso de no cumplirse la condición anterior, se agrega refuerzo transversal o se cambia las dimensiones del elemento.

5.1.5. Diseño por flexocompresión.

Los elementos que están sometidos a flexocompresión son las placas y columnas, este diseño se realizan bajo las mismas hipótesis que el diseño por flexión, pero se considera el problema se esbeltez.

Se analiza la sección transversal para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momentos resistentes. La curva que indica esta resistencia, teniendo como ordenada la carga axial y como abscisa el momento, tiene por nombre DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.

Para la presente tesis utilizaremos el "Seccion Designer" del software ETABS 2016 para así crear los diagramas de interacción de cada elemento. Seguidamente nos apoyaremos en una hoja de cálculo para verificar si los momentos y cargas ultimas están dentro del rango de nuestro diagrama de interacción.

5.2.Diseño de elementos estructurales.

5.2.1. Diseño de vigas.

La viga a diseñar en forma demostrativa, será la viga principal ubicada en el 6to nivel de la estructura a lo largo del eje vertical D. Tiene por dimensiones 35cmx55cm y tendrá por nombre VP-1.

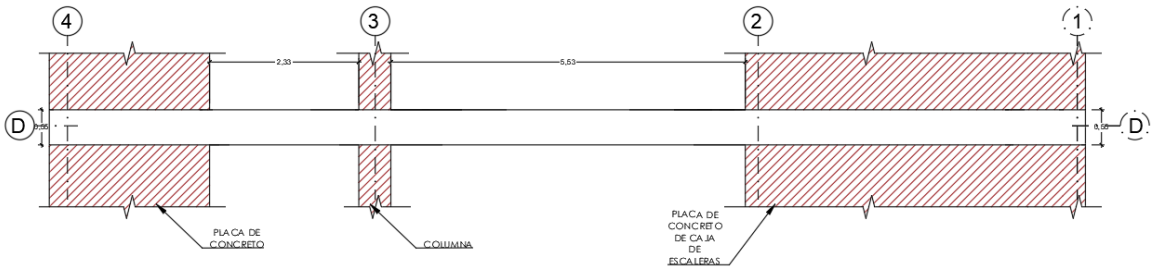


Figura 5-1 Esquema de viga VP-1

Fuente: Diseño propio

5.2.1.1.Diseño por flexión

De acuerdo al análisis estructural realizado en el capítulo anterior, se obtiene el diagrama de envolventes para el diseño.

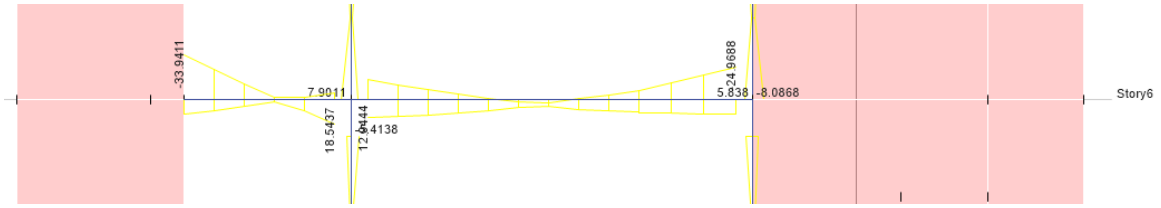


Figura 5-2 Diagrama de momentos envolventes Viga VP-1

Fuente: ETABS

Seguidamente realizamos el diseño del acero longitudinal mediante lo especificado en el acápite 5.1.3.2.

Datos iniciales que extraemos del análisis y las propiedades geométricas de la viga.

$h = 55cm$

$d = 46cm\,(Dos\,capas)$

$b_w = 35cm$

$M_u = 33.94tonf.m$

Calculamos el factor w:

$$w = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695(32.84)10^5}{0.90(210)(35)(46)^2}} = 0.293$$

La cuantía mínima será:

$$\rho_{\min} = 0.7\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7\left(\frac{\sqrt{210}}{4200}\right) = 0.00241$$

Calculamos la cuantía necesaria:

$$\rho = w\frac{f'_c}{f_y} = 0.293\left(\frac{210}{4200}\right) = 0.0147$$

$$0.0147 > 0.00241 \ldots\ldots ok$$

Calculamos la cuantía balanceada y máxima.

$$\rho_b = 0.85\beta\frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{6000}{6000+f_y}\right) = 0.85(0.85)\frac{210}{4200}\left(\frac{6000}{6000+4200}\right) = 0.02125$$

$$\rho_{\max} = 0.75(0.02125) = 0.016$$

Como vemos la cuantía calculada es menor a la cuantía máxima, por lo que, aun estamos dentro de los límites permitidos. Calculamos la cantidad de acero:

$$A_s = 0.0147(35)(46) = 23.667 cm^2$$

Realizamos una hoja de cálculo para calcular el refuerzo de acero de los restantes tramos de la viga.

Tabla 5-2 Cálculo de refuerzo longitudinal de viga VP-1, Diseño propio

	M_u (tonf.m)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Diámetro ϕ	Área de acero (cm2)-colocado
Mu (-) extremo 1	*33.94*	*0.29*	*0.0147*	*0.0018*	*23.61*	*4φ3/4"+3φ1"*	*26.66*
Mu (+) extremo 1	*11.15*	*0.08*	*0.0042*	*0.0018*	*6.75*	*3φ3/4"*	*8.52*
Mu (-) Extremo 2	*5.60*	*0.04*	*0.0021*	*0.0018*	*3.30*	*4φ3/4"*	*11.36*
Mu (+) extremo 2	*18.47*	*0.14*	*0.0072*	*0.0018*	*11.61*	*3φ3/4"+2φ3/4"*	*14.20*
Mu (-) Extremo 3	*15.15*	*0.12*	*0.0058*	*0.0018*	*9.36*	*4φ3/4"*	*11.36*
Mu (+) extremo 3	*12.94*	*0.10*	*0.0049*	*0.0018*	*7.90*	*3φ3/4"*	*8.52*
Mu (-) Extremo 4	*24.96*	*0.20*	*0.0101*	*0.0018*	*16.31*	*4φ3/4"+2φ3/4"*	*17.04*
Mu (+) extremo 4	*10.64*	*0.08*	*0.0040*	*0.0018*	*6.42*	*3φ3/4"*	*8.52*

Calculamos los momentos nominales mediante las siguientes expresiones:

$$M_n = A_s f_y (d - 0.5a) \quad Donde \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

(Ec. V.12.)

Tabla 5-3 Verificación de momentos nominales, Diseño propio

M_u (tonf.m)	M_n (tonf.m)	ϕM_n (tonf.m)	$M_u < \phi M_n$
33.94	41.47	37.33	Cumple
11.15	15.44	13.89	Cumple
5.60	20.13	18.11	Cumple
18.47	24.59	22.13	Cumple
15.15	20.13	18.11	Cumple
12.94	15.44	13.89	Cumple
24.96	28.82	25.94	Cumple
10.64	15.44	13.89	Cumple

Por lo tanto, el refuerzo longitudinal será:

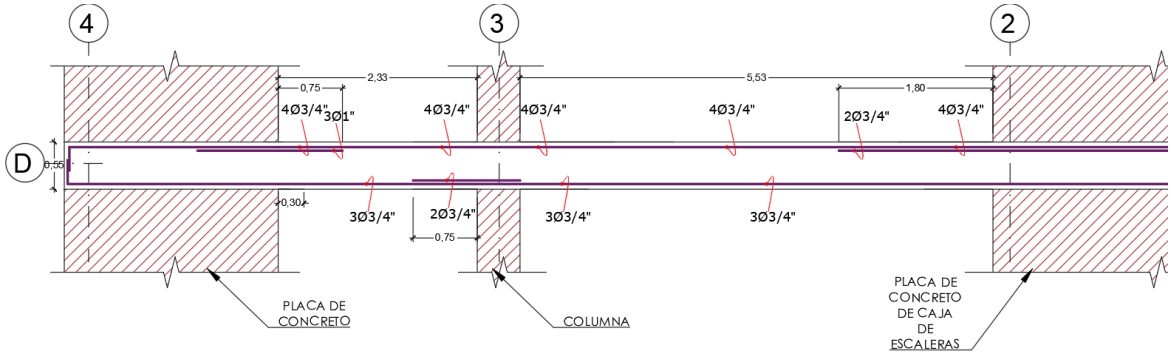


Figura 5-3 Refuerzo longitudinal de viga VP-1

Fuente: Diseño propio

5.2.1.2.Diseño por corte

Para realizar un correcto diseño por corte, debemos comparar la cortante obtenida en nuestro análisis estructural y la cortante obtenida de las disposiciones especiales que describe la norma NTE E060.

a.) Cortante por norma NTE E060 (Capacidad)

Para ello nos apoyaremos en los momentos nominales que presentamos en la tabla 5-3. Nos apoyamos en las siguientes fórmulas recomendadas por el RNE E060 artículo 24.4.3.

(Ec. V.13.) $$w_u = 1.254(w_m + w_v)$$

(Ec. V.14.) $$V_{uu} = \left(\frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n}\right) + w_u \frac{l_n}{2}$$

Donde:

w_u : Carga distribuida final

w_m : Carga muerta distribuida

w_v : Carga viva distribuida

M_{nd} : Momento nominal derecha

M_{ni} : Momento nominal izquierda

M_{ni} : Distancia entre apoyos

V_{uu} : Cortante ultimo de diseño

Cálculo de cortantes entre ejes 4 y 3.

Tabla 5-4 Cálculo de cortante de diseño de acuerdo a RNE E060, Diseño propio

w_m	2.25	$tonf/m$
w_v	1.00	$tonf/m$
M_{ni}	41.27	$tonf.m$
M_{nd}	24.59	$tonf.m$
l_n	2.33	m
V_{uu}	33.22	$tonf$

Cortante por análisis estructural.

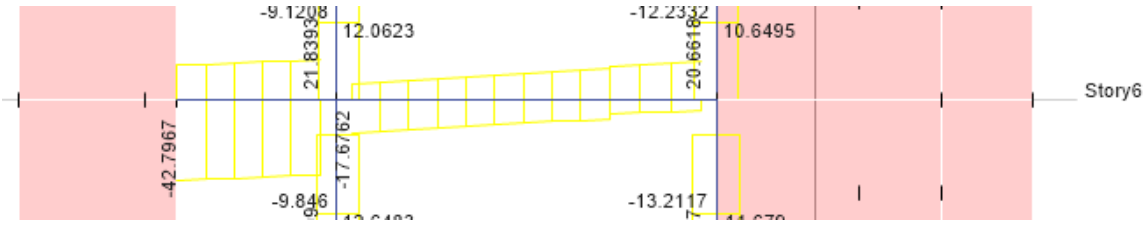


Figura 5-4 Diagrama de fuerzas cortantes Viga VP-1 en la combinación 1.25CM+1.25CV+-2.5CSY

Fuente: ETABS 2016

Realizamos la comparación y tenemos:

$33.22tonf < 42.80tonf$

Según el artículo 21.4.3 del RNE E060, se debe elegir el menor valor de las cortantes calculadas, por lo que nuestra cortante de diseño será:

$$V_{uu} = 33.22tonf$$

Finalmente se debe cumplir:

$V_{uu} \leq \phi(V_s + V_c)$ Donde V_c es la resistencia de corte del concreto y V_s la resistencia del corte del acero.

$$V_{uu} \leq \phi(V_s + V_c)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_w d = 0.53\sqrt{210}(35)(46) = 12365.49kgf = 12.37tonf$$

$$V_s = \frac{V_{uu}}{\phi} - V_c = \frac{33.22}{0.85} - 12.37 = 26.71tonf$$

$$V_{s-\max} = \phi(2.1)\sqrt{f'_c}b_w d = 0.85(2.1)\sqrt{210}(35)(46) = 41646.04kgf = 41.65tonf$$

Tal como vemos que se cumple la condición que $V_s < V_{s-\max}$, procedemos a realizar el diseño por cortante de la viga en cuestión.

Se usará estribos de 3/8" y con dos ramales, el área total que resistirá el corte será: $A_v = 2(0.71cm^2) = 1.42cm^2$. Procedemos a calcular el espaciamiento entre estribos mediante la siguiente formula:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(1.42)(4200)(46)}{26710} = 10cm \quad \text{(Ec. V.15.)}$$

Finalmente, el espaciamiento de estribos será: $1\varphi\,3/8"@5cm, R@10cm$

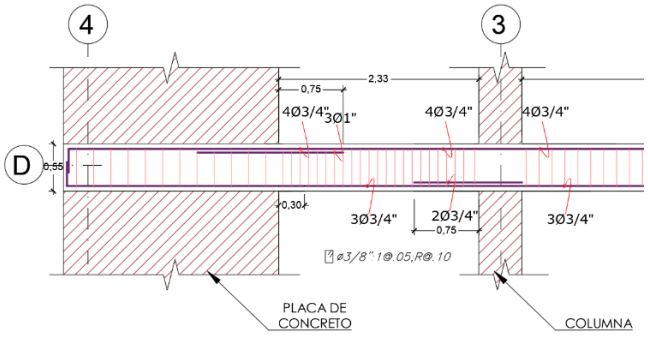


Figura 5-5 Refuerzo transversal de viga VP-1

Fuente: Diseño propio

Esta distribución de estribos cumple las exigencias del capítulo 21 del RNE E060 Asimismo, se le adicionará dos barras de acero nº 3/8" a la mitad de la viga de 35cmx55cm para facilitar el proceso constructivo. Finalmente, la distribución será:

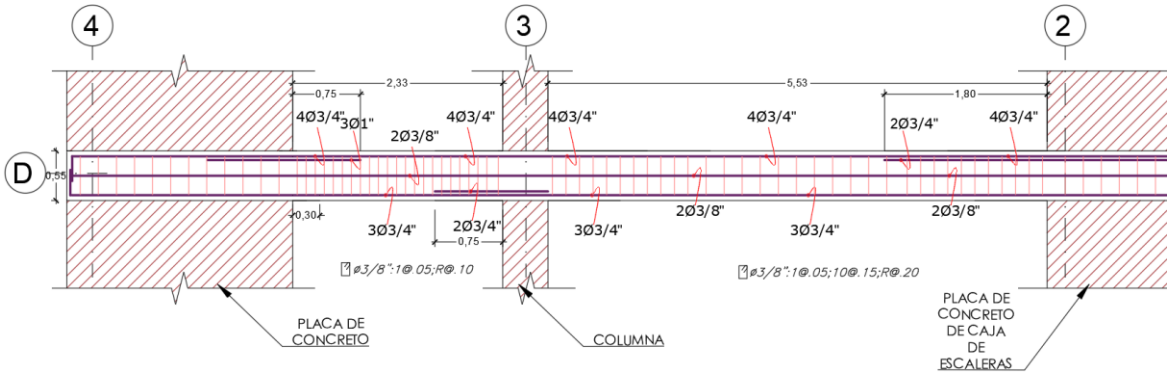


Figura 5-6 Refuerzo longitudinal y transversal de viga VP-1

Fuente: Diseño propio

5.2.1.3.Verificación de deflexiones

Para realizar la verificación de deflexiones, debemos extraer del análisis los momentos por carga de servicio.

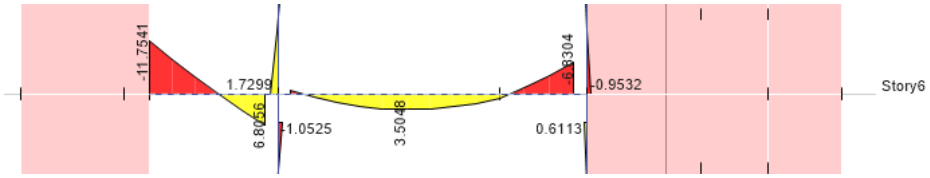


Figura 5-7 Diagrama de momentos para combinación de servicio CM Y CV

Fuente: ETABS 2016

Calculamos el momento de agrietamiento de la sección, mediante la siguiente expresión.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{2\sqrt{f'_c} I_g}{y_t}$$ (Ec. V.16.)

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{35x55^3}{12} = 485260.42cm^4$$ (Ec. V.17.)

$$M_{cr} = \frac{2\sqrt{210}(485260.42)}{27.5(100000)} = 5.11tonf.m$$

Dado que nuestro $M_{serv} > M_{cr}$, debemos usar el momento de inercia de la sección agrietada, para ello utilizamos la siguiente ecuación:

$$I_{cr} = \frac{bh^3}{3} + nA_s(d-c)^2 + (n-1)A_s'(c-d')^2$$

(Ec. V.18.)

Donde:

$b = 35cm$ $A_s = 15.30cm^2$

$h = 55cm$ $A_s' = 15.30cm^2$ $d' = 9cm$

$n = 9.20$ $d = 46cm$

Donde calculamos "c" con la siguiente expresión.

$$\left(\frac{b}{2}\right)c^2 + \left(nA_s + (n-1)A_s'\right)c - \left(nA_s d + (n-1)A_s' d\right) = 0$$

(Ec. V.19.)

Reemplazando:

$$\left(\frac{35}{2}\right)c^2 + \left(9.20(15.30) + (9.20-1)(15.30)\right)c - \left(9.20(15.30)(46) + (9.20-1)(15.30)(46)\right) = 0$$

$$17.5c^2 + 266.22c - 12246.12 = 0$$

$$c = \frac{-266.22 + \sqrt{266.22^2 - 4(17.5)(-12246.12)}}{2(17.5)}$$

$$c = 19.92cm$$

Seguidamente calculamos la inercia de la sección agrietada.

$$I_{cr} = \frac{35(19.92)^3}{3} + 9.20(15.30)(46-19.92)^2 + (9.20-1)(15.30)(19.92-9)^2$$

$$I_{cr} = 202918.68cm^4$$

Procedemos a calcular la deflexión instantánea producida por las cargas de servicio a la viga ubicada entre los ejes 4 y 3 mediante la siguiente formula:

$$\delta = \frac{5l_n^2}{48EI_{cr}}(M_{cl} - 0.1(M_i + M_d))$$

(Ec. V.20.)

Donde:

M_{cl}: Momento en el centro de luz

M_i: Momento negativo izquierdo de la viga

M_d: Momento negativo derecho de la viga

De acuerdo al análisis estructural que nos muestra la figura 5-8 podemos extraer los momentos por cargas de servicio. Cabe resaltar que dichos momentos son de la viga entre los ejes 4 y 3.

$$\delta_i = \frac{5(233)^2}{48(217370)(202918.68)}(3.50 - 0.1(11.75 + 6.80))10^5$$

$$\delta_i = 0.039cm$$

Cálculo de la deflexión diferida.

(Ec. V.21.) $$\delta_D = \lambda \delta_i$$

(Ec. V.22.) $$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

(Ec. V.23.) $$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{15.30}{35(46)} = 0.0095$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50(0.0095)} = 1.36$$

$$\delta_D = 1.36(0.039) = 0.053cm$$

Deflexión total:

Se cumple la siguiente expresión:

$$\delta_T < \frac{l_n}{480} = 0.1cm < 0.5cm$$ ES CORRECTO

Por lo que cumple la condición de deflexión máxima permitida por la norma, para pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.

5.2.2. Diseño de columnas.

Las columnas son elementos que están sometidos a flexocompresión, este tipo de diseño no trabaja con envolventes, se debe crear un diagrama de interacción para evaluar que las fuerzas que se aplican sobre las columnas no sobrepasen la capacidad resistente de la columna.

5.2.2.1. Diseño por Flexocompresión

a.) Efectos de esbeltez

Se verifica si los efectos de 2do orden que se originan por esbeltez deben ser considerados, esto implicaría amplificar los momentos de primer orden obtenidos en nuestro análisis elástico. Definimos si la estructura esta arriostrada o no, mediante el índice de esbeltez de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_{ui}\Delta_o}{V_{us}h_e} \leq 0.06$$

(Ec. V.24.)

Donde:

Δ_o: Deformación relativa entre niveles.

P_{ui}: Cargas amplificadas muertas y vivas acumuladas desde el extremo superior del edificio.

V_{us}: Fuerza cortante amplificada en el entrepiso.

h_e: Altura de entrepiso.

Si cumple dicha relación, se dice que la estructura esta arriostrada. Se realizó la verificación para la combinación de sismo más desfavorable y los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5-5 Verificación de tipo de estructura frente a desplazamientos laterales, Extraído ETABS 2016

Piso	Combinación	$\sum_{i=1}^{n} P_{ui}$ (tonf)	V_{us} (tonf)	h_e (m)	Δ_o (m)	Q	Condición
CM	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	43.2757	14.81	3.000	0.003	0.003	Cumple
Piso 8	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	430.241	128.51	3.000	0.004	0.005	Cumple
Piso 7	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	941.5834	250.26	3.000	0.005	0.006	Cumple
Piso 6	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	1455.1008	347.56	3.000	0.005	0.007	Cumple
Piso 5	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	1968.6183	424.84	3.000	0.005	0.008	Cumple
Piso 4	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	2482.1357	485.83	3.000	0.005	0.008	Cumple
Piso 3	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	2995.6532	532.02	3.000	0.004	0.008	Cumple
Piso 2	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	3509.1706	563.30	3.000	0.004	0.008	Cumple
Piso 1	1.25CM+1.25CV+-CSY Max	4022.6881	578.70	3.000	0.002	0.005	Cumple

Como se verifica en la tabla 5-5 nuestra estructura esta arriostrada contra desplazamientos laterales, por lo que los efectos de esbeltez podrán despreciarse si cumplen la siguiente condición para estructuras arriostradas.

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12\frac{M_1}{M_2} < 40$$

(Ec. V.25.)

Tabla 5-6 Verificación de esbeltez y amplificación de momentos Sismo XX, Diseño propio

	SISMO XX		
	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3
M_1	2.12	2.1	1.32
M_2	5.12	6.14	5.6
k	1	1	1
l_u	3	3	3
r	0.15	0.15	0.15
kl_u/r	20	20	20
$34-12(M_1/M_2)$	29.03	29.90	31.17
Condición	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 5-7 Verificación de esbeltez y amplificación de momentos Sismo YY, Diseño propio

	SISMO YY		
	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3
M_1	2.12	2.1	1.32
M_2	5.12	6.14	5.6
k	1	1	1
l_u	3	3	3
r	0.15	0.15	0.15
kl_u/r	20	20	20
$34-12(M_1/M_2)$	29.03	29.89	31.17
Condición	Cumple	Cumple	Cumple

En base a los resultados obtenidos, despreciaremos los efectos de esbeltez de la columna ya que demostramos que todas las condiciones cumplen.

b.) Diagrama de interacción

Para la presente tesis tomaremos como diseño demostrativo a la columna ubicada entre el eje vertical D y el eje horizontal 3 a la cual le llamaremos C-1. Se debe predimensionar la cantidad de acero que se colocará en dicha columna.

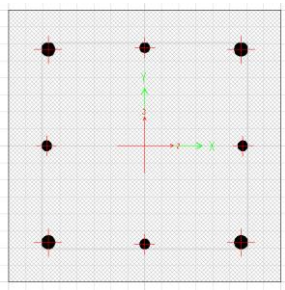


Figura 5-8 Distribución de acero longitudinal columna C-1

Fuente: ETABS 2016

Colocamos la siguiente distribución de refuerzo: $4\varphi 1" + 4\varphi \frac{3}{4}"$ $A_{s-col} = 31.76 cm^2$

A continuación, se muestra la tabulación del diagrama de interacción extraída del software ETABS.

Tabla 5-8 Tabulación de diagrama de interacción dirección XX, Extraído ETABS 2016

PUNTOS	M33 0°		M33 180°	
	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn
1	321.384	0	321.384	0
2	321.384	10.5551	321.384	-10.5551
3	317.177	15.8072	317.177	-15.8072
4	285.4263	20.4896	285.4263	-20.4896
5	252.1243	24.3705	252.1243	-24.3705
6	216.6393	27.5397	216.6393	-27.5397
7	177.9424	30.143	177.9424	-30.143
8	134.9467	32.4354	134.9467	-32.4354
9	110.1914	31.435	110.1914	-31.435
10	81.6	29.2411	81.6	-29.2411
11	49.063	26.1202	49.063	-26.1202
12	23.0646	24.4453	23.0646	-24.4453
13	-20.0358	19.8338	-20.0358	-19.8338
14	-95.0902	5.8378	-95.0902	-5.8378
15	-119.9843	0	-119.9843	0

Tabla 5-9 Tabulación de diagrama de interacción dirección YY, Extraído ETABS 2016

PUNTOS	M22 90°		M22 270°	
	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn
1	321.384	0	321.384	0
2	321.384	10.5551	321.384	-10.5551
3	317.177	15.8072	317.177	-15.8072
4	285.4263	20.4896	285.4263	-20.4896
5	252.1243	24.3705	252.1243	-24.3705
6	216.6393	27.5397	216.6393	-27.5397
7	177.9424	30.143	177.9424	-30.143
8	134.9467	32.4354	134.9467	-32.4354
9	110.1914	31.435	110.1914	-31.435
10	81.6	29.2411	81.6	-29.2411
11	49.063	26.1202	49.063	-26.1202
12	23.0646	24.4453	23.0646	-24.4453
13	-20.0358	19.8338	-20.0358	-19.8338
14	-95.0902	5.8378	-95.0902	-5.8378
15	-119.9843	0	-119.9843	0

Procedemos a extraer del ETABS las fuerzas actuantes sobre la columna, cabe resaltar, que las fuerzas internas extraídas del software solo son de carga muerta, carga viva, carga de sismo "X" y carga de sismo "Y", seguidamente con la ayuda de una hoja de cálculo se calculara las combinaciones de carga que demanda la estructura para dicha columna.

Tabla 5-10 Fuerzas internas de columna C-1, Extraído ETABS 2016

Load Case/Combo	Station	P(tonf)	V2	V3	T	M2 (tonf.m)	M3(tonf.m)
Dead	0	-78.39	0.39	-1.87	0.01	-2.65	0.59
Live	0	-19.24	0.06	-0.25	0.00	-0.35	0.08
SISXX Max	0	37.78	2.38	2.97	0.27	4.74	4.47
SISYY Max	0	47.45	2.23	4.08	0.27	6.50	4.14

A continuación, se muestra todas las combinaciones de carga que exige la norma con los factores correspondientes de amplificación. Posteriormente se procede a ubicar dichos combos en el interior de nuestro diagrama de interacción y se verifica si dichas combinaciones quedan dentro de los límites de resistencia de nuestra columna.

Tabla 5-11 Combinaciones de carga para sismo XX – Columna C-1, Diseño propio

SISXX				
	COMBOS	P	M2	M3
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	142.45	-4.31	0.96
SISXX POSITVO	1.25*(CM+CV) +SISXX	159.82	0.99	5.31
	1.25*(CM+CV)-SISXX	84.26	-8.49	-3.63
	0.9CM+SISXX	108.33	2.36	5.00
	0.9CM-SISXX	32.77	-7.13	-3.94
SISXX NEGATIVO	1.25*(CM+CV) +SISXX	159.82	-0.99	-5.31
	1.25*(CM+CV)-SISXX	84.26	8.49	3.63
	0.9CM+SISXX	108.33	-2.36	-5.00
	0.9CM-SISXX	32.77	7.13	3.94

Tabla 5-12 Combinaciones de carga sismo YY – Columna C-1, Diseño propio

SISYY				
	COMBOS	P	M2	M3
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	142.45	-4.31	0.96
SISYY POSITVO	1.25*(CM+CV) +SISYY	169.49	2.75	4.98
	1.25*(CM+CV)-SISYY	74.59	-10.25	-3.30
	0.9CM+SISYY	118.00	4.12	4.67
	0.9CM-SISYY	23.10	-8.89	-3.61
SISYY NEGATIVO	1.25*(CM+CV) +SISYY	169.49	-2.75	-4.98
	1.25*(CM+CV)-SISYY	74.59	10.25	3.30
	0.9CM+SISYY	118.00	-4.12	-4.67
	0.9CM-SISYY	23.10	8.89	3.61

Para el sismo en dirección X:

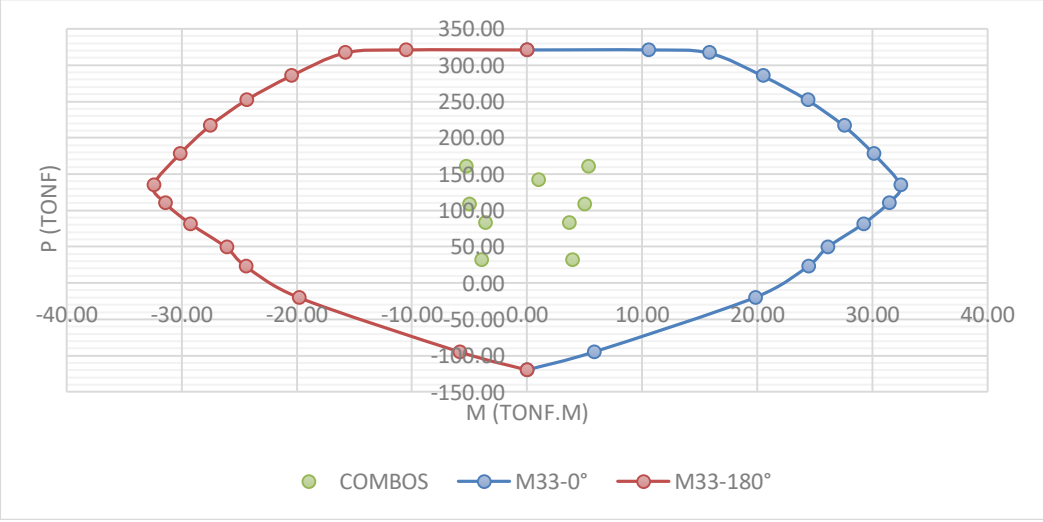


Figura 5-9 Diagrama de interacción Sismo X en dirección X

Fuente: Diseño propio

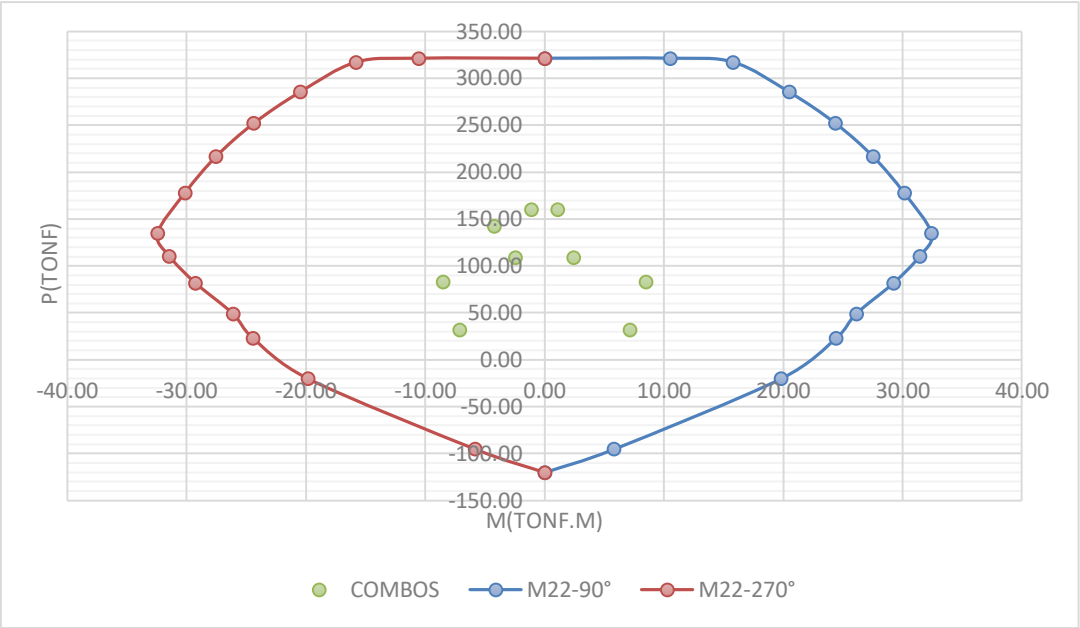


Figura 5-10 Diagrama de interacción Sismo X en dirección Y

Fuente: Diseño propio

Para el sismo en dirección Y:

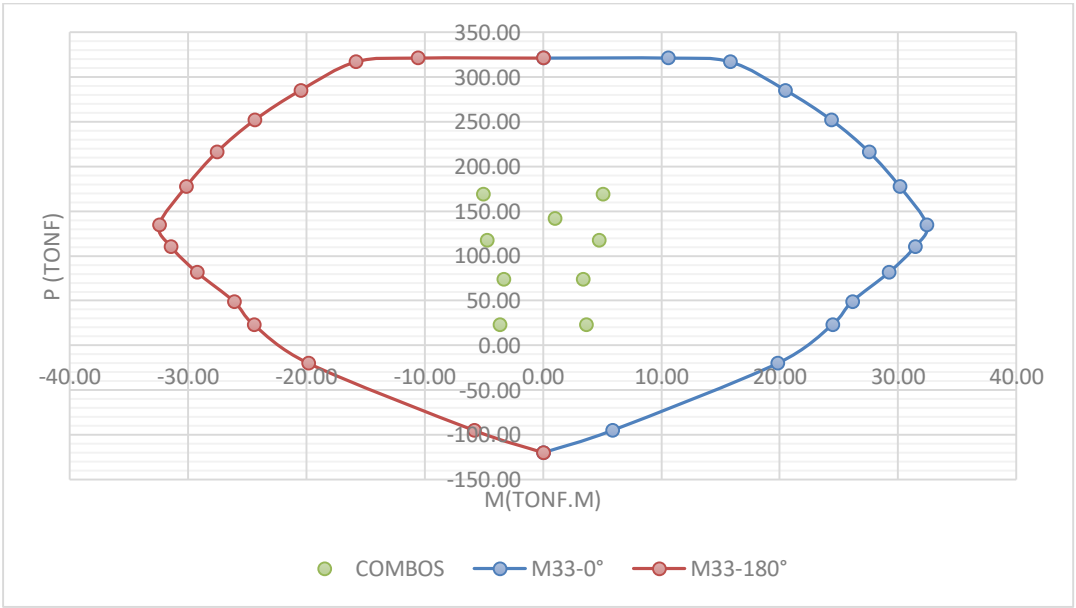


Figura 5-11 Diagrama de interacción Sismo Y en dirección X

Fuente: Diseño propio

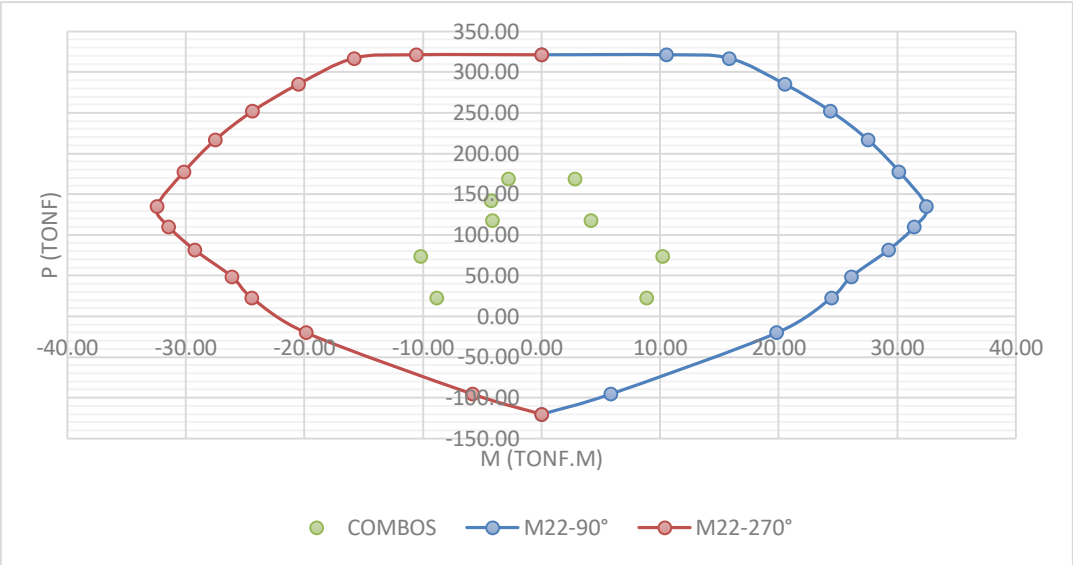


Figura 5-12 Diagrama de interacción Sismo Y en dirección Y

Fuente: Diseño propio

Tal como se puede apreciar en cada diagrama de interacción mostrada, nuestras fuerzas y momentos que demanda la estructura no supera los rangos que establece el diagrama de interacción para ese tipo de refuerzo longitudinal. En conclusión, el acero colocado a nuestra columna es el correcto

5.2.2.2.Diseño por Corte

Para realizar el diseño por corte se procederá de la misma forma que diseño por corte en vigas, se hará la comparación entre la cortante obtenida de nuestro análisis estructural y la cortante calculada por los parámetros que indica nuestro reglamento RNE E060.

a.) Cortante obtenida por norma.

Aplicamos la siguiente fórmula:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

(Ec. V.26.)

Donde:

M_{ni} : Momento nominal inferior.

M_{ns} : Momento nominal superior.

Extraemos el momento nominal de nuestro diagrama de interacción antes calculado, dicho momento será $M_n = 46.33 tonf.m$, ya que tenemos el mismo refuerzo longitudinal a lo largo de la columna, se cumple $M_{ni} = M_{ns}$.

$$V_{u1} = \frac{46.33 + 46.33}{3} = 30.89 tonf$$

b.) Cortante obtenida del análisis estructural.

Para calcular dichas cortantes se debe trabajar con las combinaciones de carga donde el sismo debe amplificarse con un factor de 2.5, siendo la combinación más desfavorable la siguiente:

(Ec. V.27.) $1.25CM + 1.25CV \pm 2.5CSY$

A continuación, se muestra las cortantes obtenidas por dicha combinación de carga.

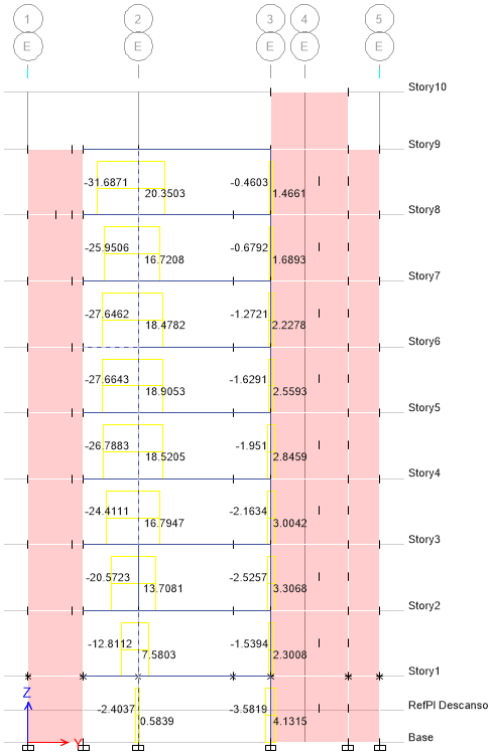


Figura 5-13 Diagrama de fuerzas cortantes para la combinación 1.25CM+1.25CM+-2.5CSY

Fuente: ETABS 2016

Finalmente, el valor de la cortante máxima es:

$V_{u2} = 27.70 tonf$

Según el capítulo 21.4.3 del RNE E060, la cortante de diseño será el menor valor de V_{u1} y V_{u2}, por lo que nuestra cortante de diseño último será:

$V_{uu} = 27.70 tonf$

c.) Resistencia a corte del concreto

Nos apoyamos en la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{P_u}{0.14A_g}\right)b_w.d$$

(Ec. V.28.)

$$V_c = 0.53\sqrt{210}\left(1+\frac{169.25}{0.14(45)(50)}\right)(45)(46)10^{-3} = 24.44 tonf$$

Verificamos:

$$27.7 tonf \leq 0.85(24.44 tonf)$$
$$27.7 tonf \leq 20.77 tonf \quad No\ cumple$$

Necesitamos refuerzo transversal, por lo que aplicamos las siguientes formulas:

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$
$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow V_s = \frac{27.7}{0.85} - 24.44 = 8.14 tonf$$

El espaciamiento será:

$$s = \frac{A_v\, fyd}{V_s} = \frac{1.42(4200)(44)}{8.14(10^3)} = 32.23 cm$$

(Ec. V.29.)

Como se puede apreciar el espaciamiento es de 30cm, por lo que optaremos por cumplir los requisitos mínimos que exige el artículo 21.4.5.3, 21.4.5.4 y 21.4.5.5 del RNE E060.

Finalmente tenemos la siguiente distribución de estribos:

$1\varphi\, 3/8"@5cm, 5\varphi\, 3/8"@10cm, R@20cm$ c/extremo.

5.2.3. Diseño de placas

El diseño de placas también se realiza por flexocompresión y corte, dichos elementos transmiten las cargas hacia la cimentación. Estos elementos estructurales se caracterizan por tener bastante rigidez por lo que son capaces de resistir mayor fuerza sísmica de la estructura.

5.2.3.1.Diseño por Flexocompresión

a.) Diagrama de interacción.

Para la presente tesis tomaremos como diseño demostrativo a la placa ubicada entre el eje vertical D y los ejes horizontales 4 y 3, a la cual le llamaremos P-1. Se debe predimensionar la cantidad de acero que se colocará en dicha placa.

Para el predimensionamiento de acero en la placa se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

a.1) Cuantías mínimas.

(Ec. V.30.) $$V_u > 0.27\sqrt{f'_c}A_{cw} \rightarrow \rho_h = 0.0025 \ \wedge \ \rho_v = 0.0025$$

(Ec. V.31.) $$V_u < 0.27\sqrt{f'_c}A_{cw} \rightarrow \rho_h = 0.0020 \ \wedge \ \rho_v = 0.0015$$

Donde:

A_{cw} : Es el área de concreto de la placa que resiste el cortante

ρ_h y ρ_v :Son las cuantías mínimas horizontal y vertical respectivamente.

Según nuestro análisis estructural nuestro V_u =70.40tonf para la combinación de carga 1.25CM+1.25CV+-CSY.

Realizando la comparación:

$$62.30tonf > 0.27\sqrt{f'_c}A_{cw} = 19.60tonf \rightarrow \rho_h = 0.0025 \ \wedge \ \rho_v = 0.0025$$

Por lo tanto, utilizamos la cuantía de 0.0025 para el refuerzo vertical, el espaciamiento será:

$s = \frac{A_v}{\rho t} = \frac{2(0.71)}{0.0025(20)} = 28.4cm$ Para aceros de 3/8", optamos por colocar el refuerzo vertical del alma $2\varphi \frac{3}{8}"@25cm$

a.2) Refuerzo de confinamiento de borde.

Todos los núcleos de borde serán confinados con estribos al mismo modo que las columnas.

A continuación, se muestra la distribución de acero en la placa P-1.

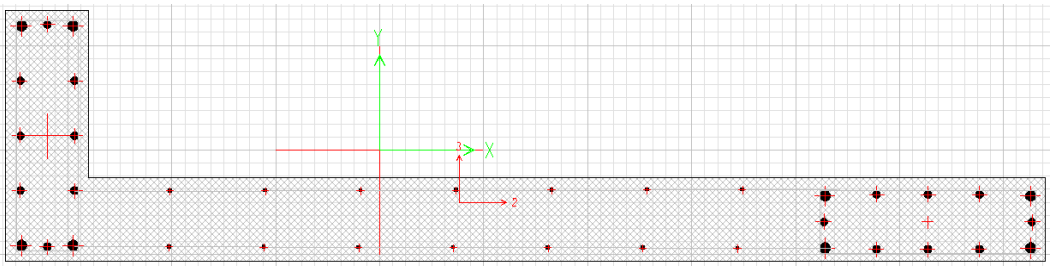


Figura 5-14 Distribución de acero vertical de placa P-1

Fuente: ETABS 2016

La distribución muestra dos núcleos con la misma cantidad de refuerzo:

$4\varphi 1" + 8\varphi \frac{3}{4}"$ En cada núcleo

El acero vertical en el alma será:

$2\varphi \frac{3}{8}"@25cm$ Doble malla.

A continuación, se muestra la tabulación del diagrama de interacción:

Tabla 5-13 Tabulación de diagrama de interacción dirección XX, Extraído ETABS 2016

PUNTOS	M33 0°		M33 180°	
	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn
1	796.254	16.2216	796.254	16.2216
2	752.5599	252.6247	796.254	-148.6447
3	682.1687	312.578	796.254	-213.6892
4	619.2709	357.7135	738.9514	-272.0439
5	552.5452	398.0252	674.5326	-328.0122
6	480.8829	434.7132	605.8028	-380.4621
7	402.1428	469.2884	530.8826	-431.3073
8	311.2663	502.4185	447.2345	-483.3808
9	248.3257	496.7657	373.3482	-511.6386
10	190.9066	471.7445	314.7304	-514.0208
11	129.8759	434.0216	262.9808	-500.9824
12	66.0703	408.1519	211.0758	-478.4892
13	-29.8182	384.6522	153.5355	-440.7432
14	-171.2136	233.1663	61.9775	-390.1433
15	-363.367	-21.782	-363.367	-21.782

Tabla 5-14 Tabulación de diagrama de interacción dirección YY, Extraído ETABS 2016

PUNTOS	M22 90°		M22 270°	
	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn
1	796.254	12.6276	796.254	12.6276
2	714.1578	37.0897	796.254	-7.6029
3	552.8793	48.5106	796.254	-14.3592
4	388.1233	53.8762	796.254	-21.0677
5	220.2024	53.2182	796.254	-27.7194
6	107.3053	51.1802	796.254	-34.9486
7	45.3804	52.0247	796.254	-42.8561
8	-40.6204	68.2806	784.206	-51.887
9	-104.5805	64.09	754.2159	-55.6203
10	-156.7675	58.3005	718.6185	-58.8217
11	-184.143	51.8312	572.5415	-65.0362
12	-210.7782	44.344	405.0598	-66.2123
13	-244.7025	33.0699	196.6877	-61.5885
14	-284.5497	16.5666	-7.3646	-57.483
15	-363.367	-16.9561	-363.367	-16.9561

Cabe resaltar que los datos tabulados en las tablas 5-13 y 5-14 están multiplicados por el factor $\phi = 0.70$.

Para la presente tesis, se realizará las combinaciones de carga con ayuda de una hoja de cálculo, para ello, extraeremos del software ETABS 2016 las fuerzas y momentos que generan la carga muerta, carga viva, carga de sismo "X" y carga de sismo "Y".

Tabla 5-15 Fuerzas internas placa P-1, Extraído ETABS 2016

Load Case/Combo	Station	P(tonf)	V2	V3	T	M2(tonf.m)	M3(tonf.m)
Dead	0	-134.10	-15.11	0.57	-1.52	2.27	-40.37
Live	0	-25.82	-3.20	0.15	-0.35	0.48	-7.84
SISXX Max	0	56.56	29.00	18.06	18.12	41.73	152.89
SISYY Max	0	88.23	39.67	15.62	15.09	33.92	198.65

A continuación, se muestra todas las combinaciones de carga que exige la norma con los factores correspondientes de amplificación. Posteriormente se procede a ubicar dichos combos en el interior de nuestro diagrama de interacción y se verifica si dichas combinaciones quedan dentro de los límites de resistencia de nuestra placa.

Tabla 5-16 Combinaciones de carga sismo XX - Placa P-1, Diseño propio

SISXX				
	COMBOS	P (Tonf)	M2(Tonf.m)	M3 (tonf.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	231.63	4.00	-69.84
SISXX POSITVO	1.25*(CM+CV) +SISXX	256.47	45.18	92.63
	1.25*(CM+CV)-SISXX	143.34	-38.29	-213.15
	0.9CM+SISXX	177.26	43.78	116.56
	0.9CM-SISXX	64.13	-39.69	-189.22
SISXX NEGATIVO	1.25*(CM+CV) +SISXX	256.47	-45.18	-92.63
	1.25*(CM+CV)-SISXX	143.34	38.29	213.15
	0.9CM+SISXX	177.26	-43.78	-116.56
	0.9CM-SISXX	64.13	39.69	189.22

Tabla 5-17 Combinaciones de carga sismo YY - Placa P-1, Diseño propio

SISYY				
	COMBOS	P (Tonf)	M2(Tonf.m)	M3 (tonf.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	231.63	4.00	-69.84
SISYY POSITVO	1.25*(CM+CV) +SISYY	288.13	37.36	138.39
	1.25*(CM+CV)-SISYY	111.68	-30.48	-258.91
	0.9CM+SISYY	208.92	35.97	162.31
	0.9CM-SISYY	32.47	-31.87	-234.98
SISYY NEGATIVO	1.25*(CM+CV) +SISYY	288.13	-37.36	-138.39
	1.25*(CM+CV)-SISYY	111.68	30.48	258.91
	0.9CM+SISYY	208.92	-35.97	-162.31
	0.9CM-SISYY	32.47	31.87	234.98

Para sismo XX

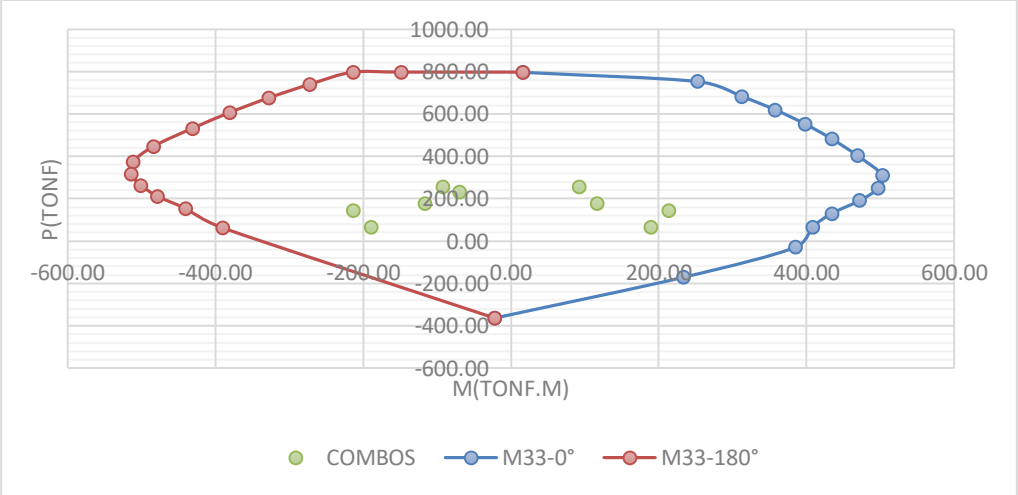


Figura 5-15 Diagrama de interacción Sismo "X" dirección "X"

Fuente: Diseño propio

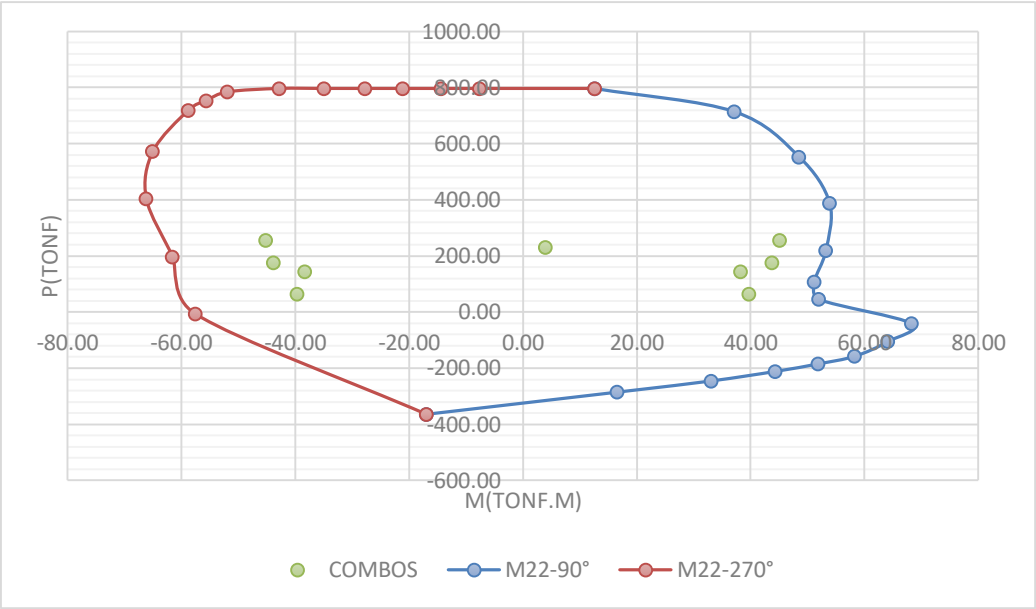


Figura 5-16 Diagrama de interacción Sismo "X" dirección "Y"

Fuente: Diseño propio

Para sismo YY

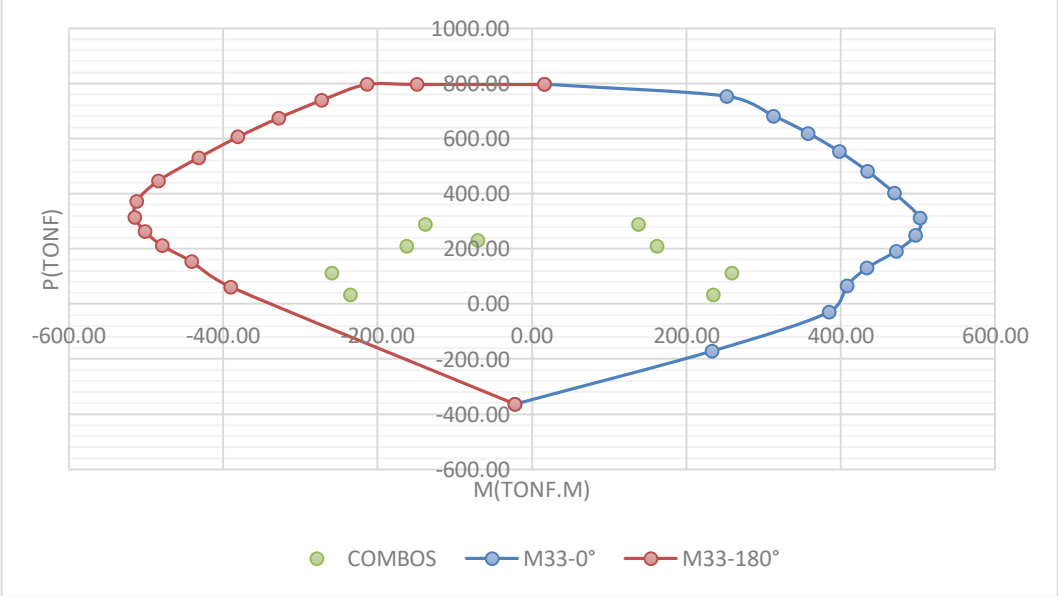


Figura 5-17 Diagrama de interacción Sismo "Y" dirección "X"

Fuente: Diseño propio

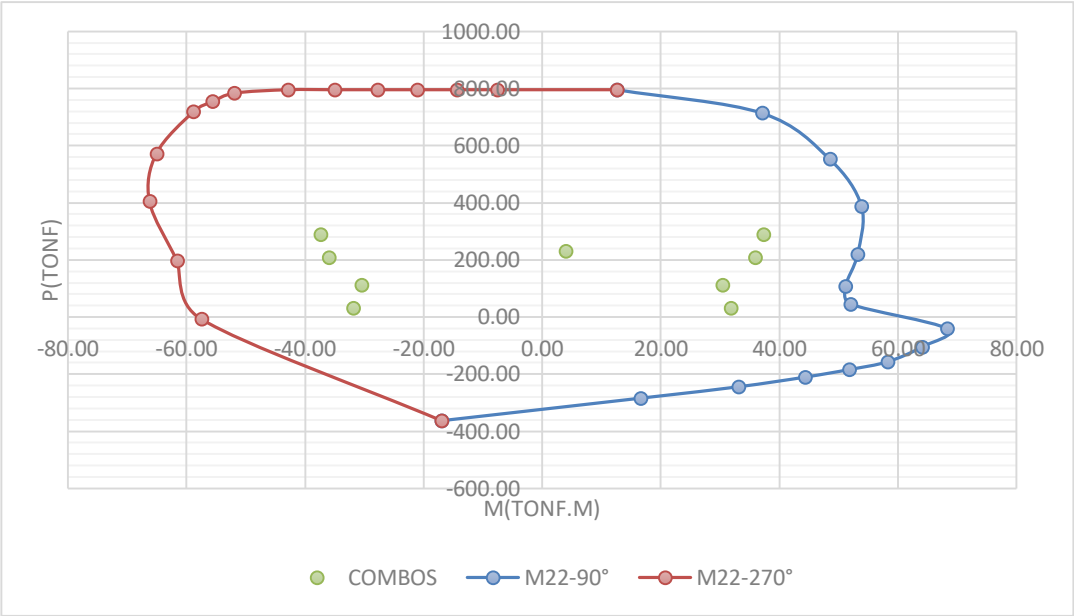


Figura 5-18 Diagrama de interacción Sismo "Y" dirección "Y"

Fuente: Diseño propio

Tal como se puede apreciar en cada diagrama de interacción mostrada, nuestras fuerzas y momentos que demanda la estructura no supera los rangos que establece el diagrama de interacción para ese tipo de refuerzo longitudinal. En conclusión, el acero colocado a nuestra placa es el correcto.

5.2.3.2.Diseño por Corte

Calculamos la cortante de diseño de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{uu} = V_{ua}\left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) \rightarrow V_{uu} = 62.55\left(\frac{731.4}{258.90}\right) = 176.71 tonf$$

(Ec. V.32.)

Donde:

V_{ua} **:** Cortante obtenida del análisis estructural

M_{ua}: Momento obtenido del análisis

M_n: Momento nominal extraído del diagrama de interacción.

Calculamos la resistencia del concreto:

$$V_c = \alpha\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

(Ec. V.33.)

$$Donde: \alpha = 0.53 \; Puesto\; que: \frac{h_m}{l_m} = \frac{27}{2.50} \geq 2.0$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(5000) = 38.40 tonf$$

Vemos que la cortante última de diseño es mayor que la resistencia al corte de concreto de nuestra placa, por lo que es necesario adicionar el refuerzo horizontal.

$$V_s = \frac{V_{uu}}{\phi} - V_c \rightarrow V_s = \frac{176.71}{0.85} - 38.40 = 169.49 tonf$$

$$\rho_{h-req} = \frac{V_s}{A_{cw} f_y} \rightarrow \frac{169.10(10)^3}{5000(4200)} = 0.0080$$

(Ec. V.34.)

Calculamos el espaciamiento para acero de $\varphi 1/2"$, por lo que tenemos:

$s = \frac{A_s}{\rho t} \rightarrow \frac{2(1.29)}{0.0080(20)} = 16.12 cm$, finalmente otorgamos:

$2\varphi 1/2"@15cm$ Doble malla

5.2.3.3.Confinamiento de borde

En el artículo 21.9.7.4 del RNE E060, indica que deberá colocarse confinamiento a los núcleos o elementos de borde cuando la profundidad del eje neutro supera el valor de "c":

$$c \geq \frac{l_m}{600(\delta_u / h_m)}$$

(Ec. V.35.)

Donde:

$l_m = 2.50m$: Longitud del muro en el plano horizontal

$\delta_u = 1.035cm$: Desplazamiento inelástico en el nivel más alto del muro (obtenido del análisis).

$h_m = 27m$: Altura total del muro.

Reemplazando en la fórmula:

La expresión δ_u / h_m no debe tomarse menor que 0.005, para nuestro caso dicha división es 0.0017, por lo que tomaremos el valor de 0.005

$$c \geq \frac{250}{600(0.005)} = 83.33 cm$$

Para obtener el valor del eje neutro “c”, nos apoyaremos en una forma simplificada, aplicando una ecuación de equilibrio entre las fuerzas en tracción y compresión originadas por las fuerzas de sismo.

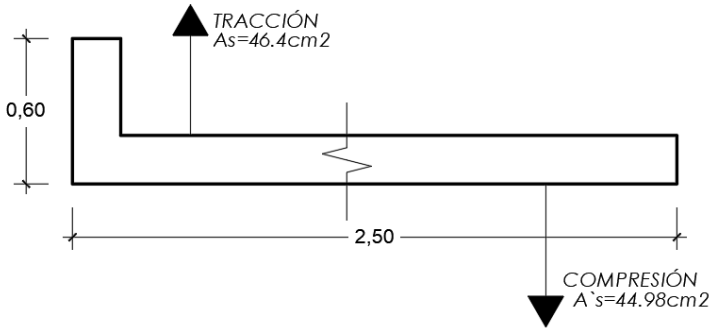


Figura 5-19 Esquema de fuerzas de placa P-1

Fuente: Diseño propio

Las fuerzas de tracción y compresión estarán definidas por las siguientes expresiones:

$$Tracción = A_s f_y$$

$$Compresión = 0.85 f_c'(t)(c)$$

$$A_s f_y = 0.85 f_c'(t)(c)$$

Despejando “c”, tenemos:

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c'(t)} \rightarrow \frac{46.4(4200)}{0.85(210)(20)} = 54.6cm$$

(Ec. V.36.)

Finalmente se verifica que 54.6cm < 83.33cm, por lo que NO requiere confinamiento en los núcleos. Sin embargo, la norma nos exige otorgar confinamiento de acuerdo al artículo 21.9.7.7 del RNE E060.

Finalmente, el refuerzo transversal para los núcleos de confinamiento será:

$1\varphi\,3/8"@5cm, 10\varphi\,3/8"@10cm, R@20cm$ c/extremo.

5.2.3.4.Verificación por corte fricción

Para realizar esta verificación nos apoyamos en la siguiente expresión:

$$V_u < \phi\mu(N_u + A_{vf} f_y)$$

(Ec. V.37.)

Donde:

μ : Factor de fricción (0.6)

A_{vf} : Acero vertical

N_u : Carga axial de carga muerta (Se multiplica por 0.9 la carga muerta del análisis)

V_u : Cortante de diseño

ϕ : Factor de reducción por corte (0.85)

De acuerdo al análisis y diseño mostrado anteriormente extraemos los datos necesarios:

$$N_u = 134.10(0.9) = 120.69 tonf \quad \wedge \quad A_{vf} = 96.18 cm^2$$

Reemplazando:

$$V_u < 0.85(0.60)\left[120.69(10)^3 + 96.18(4200)\right] = 267.57 tonf$$

Se verifica $176.71 tonf < 267.57 tonf$, por lo tanto, no presenta problemas por corte fricción y no necesita refuerzo adicional (Dowels).

5.2.4. Diseño de muros de semisótano

El diseño convencional de muros de sótano generalmente se desarrolla considerando un empuje de la expresión:

$$E_a = K_a \gamma_{suelo} H \quad \text{(Ec. V.38.)}$$

Donde:

E_a : Empuje activo del suelo

γ_{suelo} : Peso específico del suelo

H : Altura de muro

Así mismo se debe considerar la sobrecarga actuante de las edificaciones contiguas. Para el análisis se modelará el muro como una viga simplemente apoyada, ya que presenta arrostramiento por la cimentación y por la losa del primer entrepiso; y posteriormente se diseñará por flexión. Cabe resaltar que existen muros de corte que nacen desde el semisótano, dichos muros llevaran el refuerzo diseñado para los pisos superiores.

5.2.4.1.Modelo estructural del muro de semisótano.

Para la presente tesis el muro de semisótano tiene de altura H=3.00m, sin embargo, existe una zona donde el nivel de suelo que cubre el muro es de 1.95m y otra zona donde el nivel lo cubre 3.00m, por lo que realizaremos el diseño para el caso más desfavorable donde el nivel de suelo llega a cubrir el muro en sus 3.00 metros.

El modelo que realizaremos asumirá que ambos extremos del muro estén articulados, seguidamente se encuentra los momentos flectores. Adicionalmente se debe considerar una carga uniformemente repartida debida al empuje de sobrecarga.

Los datos del suelo serán:

- Densidad del suelo $1.8 tonf/m^3$
- Angulo de fricción 30°
- Coeficiente activo $K_a = 0.30$

Asimismo, se asumirá que la sobrecarga que soportará el muro según recomendaciones será de $S/C = 1.5 tonf/m^2$. Puesto que las superficies por encima del muro son jardines y algunas veredas.

Calculamos los empujes que actuarán en los muros:

$$E_a = (0.30)(1.80)(3) = 1.62 \, tonf/m^2$$

$$E_{s/c} = (0.30)(1.5) = 0.45 \, tonf/m^2$$

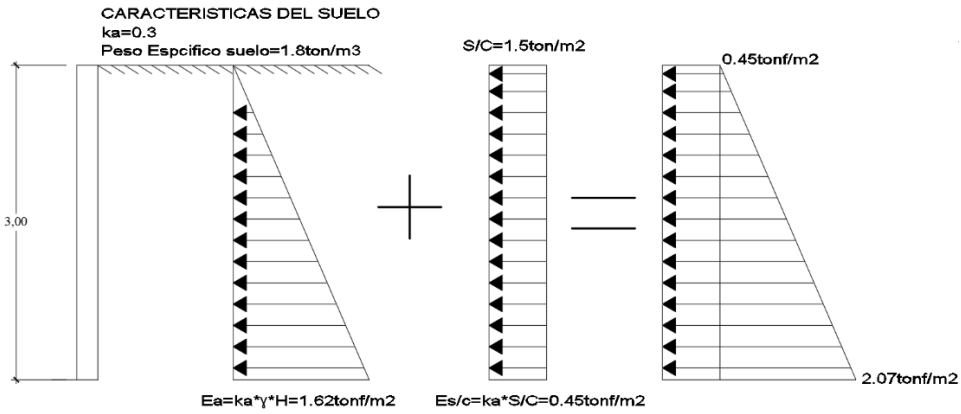


Figura 5-20 Diagrama de fuerzas de muro de semisótano.

Fuente: Diseño propio

5.2.4.2.Diseño por flexión.

Seguidamente se realiza el análisis estructural para una viga simplemente apoyada obteniendo los siguientes momentos flectores:

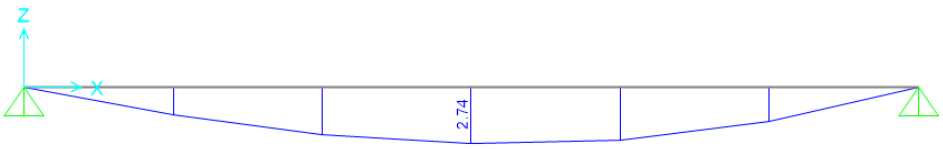


Figura 5-21 Diagrama de momentos para muro semisótano

Fuente: ETABS 2016

Se procede a diseñar por flexión el tramo del muro de semisótano, con las consideraciones de diseño por flexión tenemos:

Tabla 5-18 Calculo de acero para muro de semisótano

	Momento Mu tonf	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)
Momento (+)	2.74	0.05870	0.003	0.0024	4.70

Por lo tanto, para una franja de 1.00m demandará $4.70cm^2$ de acero, usaremos la siguiente distribución de refuerzo vertical: $2\varphi\,3/8"@25cm$ *refuerzo vertical*

5.2.4.3.Diseño por corte.

A continuación, mostramos el diagrama de fuerzas cortantes extraídos del análisis.

Figura 5-22 Diagrama de fuerzas cortantes de muro de semisótano.

Fuente: ETABS 2016

(Ec. V.39.)
$$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f_c'}bd$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{210}(100)(20) = 13.06tonf$$

$$13.06tonf > 4.22tonf$$

Por lo tanto, el refuerzo horizontal será la cuantía mínima $\rho_{h-\min} = 0.0020$.

$$A_{sh-\min} = 0.0020(100)(20) = 4cm^2$$

Finalmente, para una franja de 1.00m demandará $4.00cm^2$ de acero, usaremos la siguiente distribución de refuerzo vertical.

$2\varphi\,3/8"@25cm \quad refuerzo\,horizontal$

Finalmente, la distribución final de acero será:

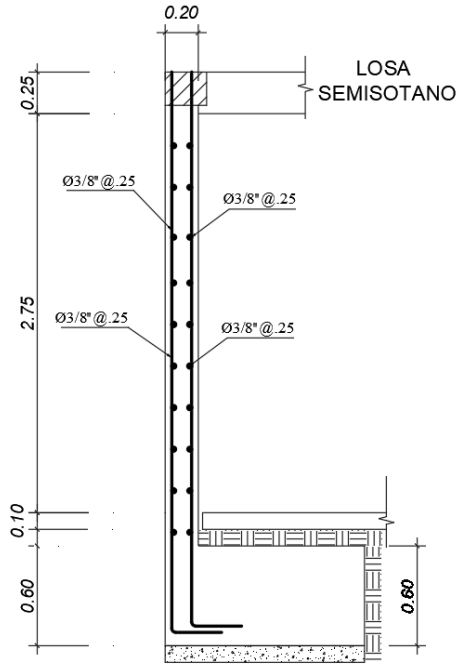


Figura 5-23 Distribución de refuerzo vertical y horizontal muro de semisótano

Fuente: Diseño propio

5.2.5. Diseño de Cimentaciones.

También llamado diseño de la sub estructura, cuya función principal es transmitir las cargas de los elementos de la superestructura al suelo.

Para la presente tesis se utilizó en su mayoría zapatas combinadas por la proximidad que presentaban los elementos estructurales tales como columnas y placas, así mismo, se utilizó un cimiento corrido armado para los muros del semisótano.

Se utilizó como presión admisible del suelo el valor de $\sigma_{adm} = 2.75 kg/cm^2$, el cual se considera como un suelo de nivel intermedio.

Para el análisis estructural nos apoyamos en el software del CSI de nombre SAFE 2016, el cual nos ayudara a extraer los momentos que actúan en las zapatas combinadas.

Seguidamente se realizará el diseño por flexión de las zapatas y la verificación por punzonamiento.

5.2.5.1.Predimensionamiento de zapatas

La mayoría de nuestras zapatas son combinadas, cuyo predimensionamiento se calculó mediante la siguiente expresión.

$$S = \frac{P_1 + P_2}{q_{sn} L}$$ (Ec. V.40.) Donde:

P_1: Carga de gravedad que baja por el elemento 1.

P_2: Carga de gravedad que baja por el elemento 2.

q_{sn}: Capacidad portante neta

L: Largo de la cimentación.

Para hallar la capacidad portante neta tenemos:

$$q_{sn} = q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - S/C$$ (Ec. V.41.) Donde:

q_s: Carga admisible del terreno.

γ_t: Peso específico del suelo.

h_t: Altura del suelo sobre la zapata.

γ_c: Peso específico del concreto.

h_c: Altura del concreto.

$$q_{sn} = 27.5 - 1.8(0.7) - 2.4(0.85) - 0.25$$

$$q_{sn} = 23.95\, tonf/m^2$$

Tomaremos como modo demostrativo el predimensionamiento de la zapata combinada ubicada en el eje vertical "D" y los ejes horizontales 3 y 4. Extraeremos del análisis las cargas de servicio de nuestra edificación.

$P_1 = 117.27 tonf \ \wedge \ P_2 = 194.15 tonf$ y para un L=6.25m(Asumido)

$$S = \frac{117.27 + 194.15}{23.95(6.25)} = 2.08m$$

Por lo que nuestra zapata tendrá las siguientes dimensiones:

$L = 6.25m$

$S = 2.50m$

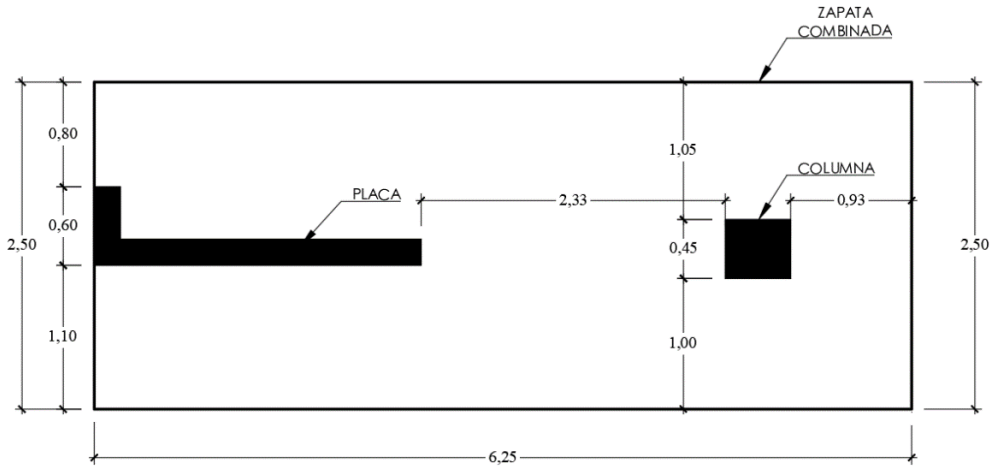


Figura 5-24 Esquema en planta de zapata combinada

Fuente: Diseño propio

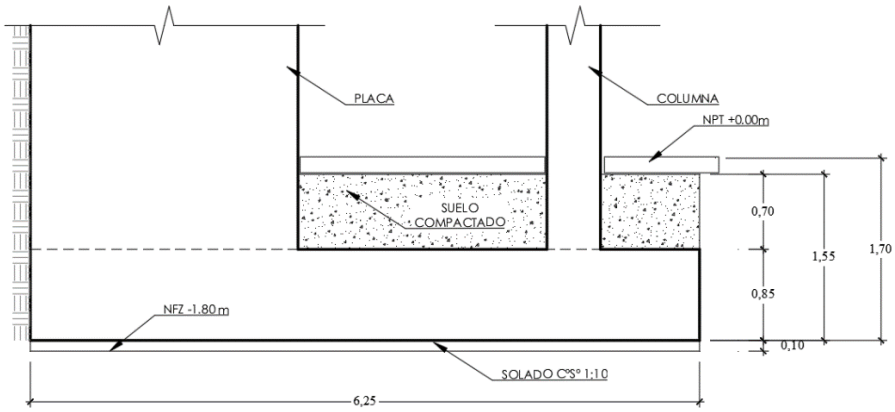


Figura 5-25 Esquema en elevación de zapata combinada

Fuente: Diseño propio

5.2.5.2.Verificación de esfuerzos admisibles

Se debe verificar que los esfuerzos de presión ejercidos sobre el suelo deben ser menores que el esfuerzo admisible del terreno. Para las combinaciones de carga de gravedad (servicio) los esfuerzos de presión deben ser menores que $\sigma_{adm} = 2.75 kg/cm^2$, mientras que para las combinaciones de carga donde involucran sismo, el esfuerzo admisible del terreno puede ser incrementado en un 30% del valor inicial, por lo que, los esfuerzos obtenidos de las combinaciones con sismo deben ser menores a $\sigma_{adm-sismo} = 3.575 kg/cm^2$.

Cabe resaltar que los esfuerzos causados por el sismo del análisis están en condiciones últimas y para llevarlas a condición de servicio el RNE E060 nos indica que dichos valores deben ser multiplicados por 0.8 para llevarlos a estado de servicio.

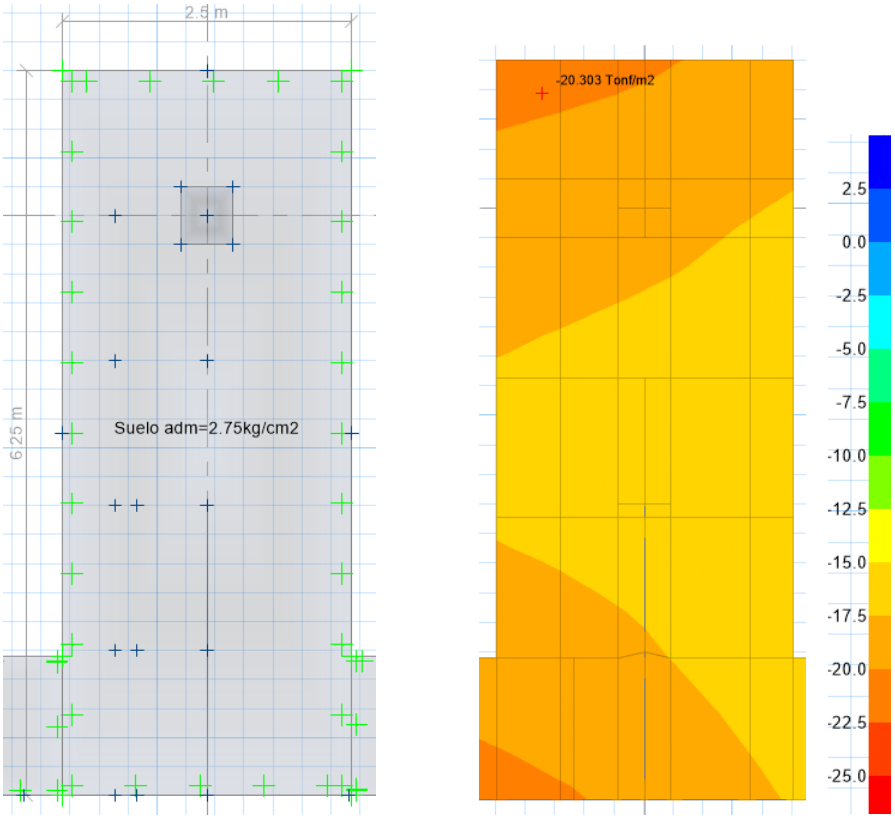


Figura 5-26 Esfuerzos generados por la estructura en el suelo para la combinación CM+CV

Fuente: SAFE 2016

Como se puede apreciar los esfuerzos son menores que la capacidad de carga del terreno $\sigma_{adm} = 27.5 tonf/m^2$.

5.2.5.3.Diseño por flexión

Se sabe que para una zapata combinada se tendrán momentos positivos en la parte inferior de la zapata y momentos negativos en la parte superior de la misma. Asimismo, donde se concentran los mayores momentos negativos de nuestra zapata combinada es la zona intermedia entre la columna y la placa. Se extrae los mayores momentos actuantes del software.

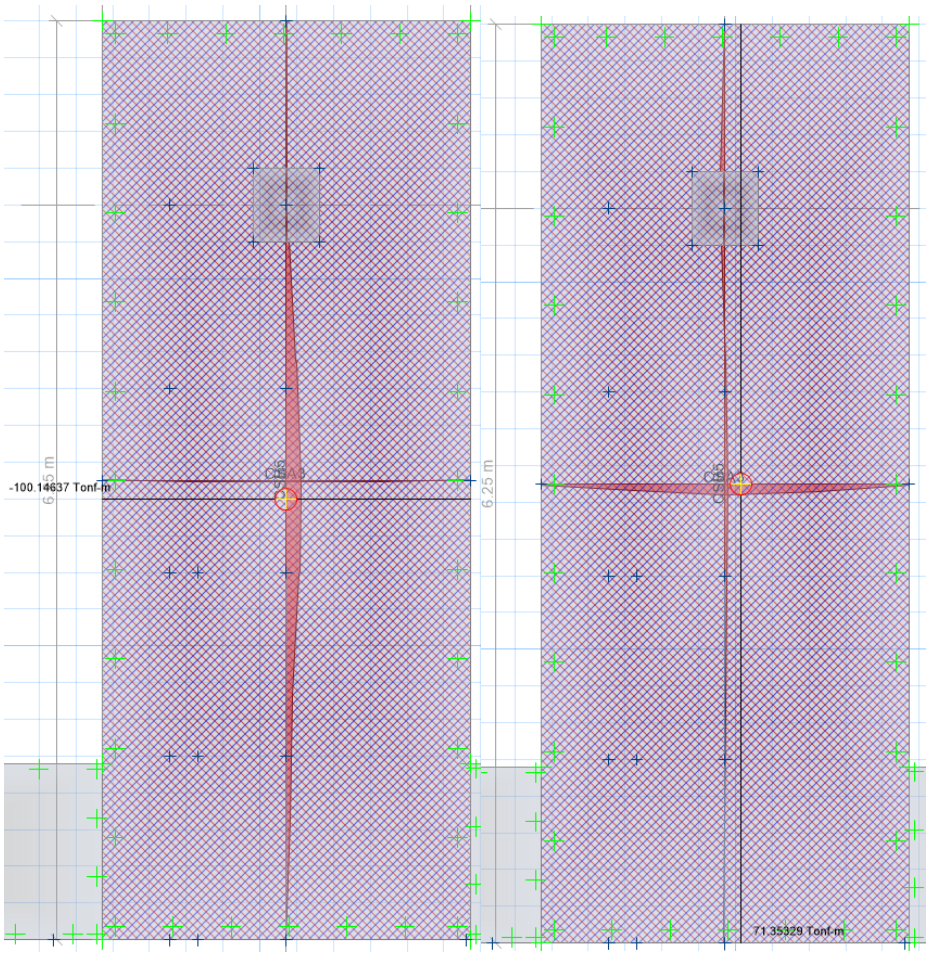


Figura 5-27 Diagrama de momentos flectores para zapata combinada

Fuente: SAFE 2016

El método de diseño considera que la zapata es rígida y que el suelo es homogéneo y elástico, por lo tanto, la reacción del suelo es uniforme. A continuación, se muestra los momentos obtenidos del análisis.

Tabla 5-19 Momentos flectores máximos de zapata combinada

Franja B	Mu (+) Dirección Y	*54.27 tonf*
	Mu (-) Dirección Y	*100.27 tonf*
Franja A	Mu (+) Dirección X	*74.50 tonf*
	Mu (-) Dirección X	*10.00 tonf*

Se procederá a diseñar la zapata por flexión, Tomaremos los siguientes datos para el diseño en dirección "Y".

$b = 250cm$

$h = 85cm$

$d = 78cm(7cm\,de\,recubrimiento)$

Por lo tanto, tenemos:

Tabla 5-20 Diseño por flexión de zapata en dirección "Y"

	Momento Mu (tonf)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Área de acero mínimo (cm2)
Mu (-) Dirección Y	100.27	0.04	0.0018	0.0024	35.24	46.20
Mu (+) Dirección Y	54.27	0.02	0.0010	0.0024	18.90	

Como podemos apreciar el área de acero calculado es menor que el área de acero mínimo a flexión que requiere la zapata en esa dirección, por lo que colocamos el área de acero mínimo.

Para barras de acero $\varphi 3/4"$ en la malla inferior.

$$\#Barras = \frac{46.49}{2.84} = 16\ barras$$

$$s = \frac{2.5}{16} = 0.15m \rightarrow \varphi 3/4"@15cm$$ Malla superior.

Para barras de acero $\varphi 3/4"$ en la malla inferior.

$$s = \frac{2.5}{7} = 0.35m \rightarrow \varphi 3/4"@35cm$$ Malla inferior

Para el diseño en la dirección "X", tomaremos:

$b = 625cm$

$h = 85cm$

$d = 78cm(7cm\,de\,recubrimiento)$

Tabla 5-21 Diseño por flexión de zapata en dirección "X", Diseño propio

	Momento Mu (tonf)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Área de acero mínimo (cm2)
Mu (+) Dirección X	74.50	0.01074	0.00054	0.00240	25.8397	115.50
Mu (-) Dirección X	10.00	0.00146	0.00007	0.00240	3.5186	

Como podemos apreciar el área de acero calculado es menor que el área de acero mínimo a flexión que requiere la zapata en esa dirección, por lo que colocamos el área de acero mínimo.

Para barras de acero $\varphi 3/4"$ en la malla inferior.

$$\#Barras = \frac{115.50}{2.84} = 41 barras$$

$s = \frac{6.25}{41} = 0.15m \rightarrow \varphi 3/4"@15cm$ Malla inferior.

Para el refuerzo del acero negativo, según el diseño necesitamos un área mínima de 3.51cm2, sin embargo, por procedimientos constructivos le otorgaremos la siguiente distribución de refuerzo.

$1\varphi 1/2"@30cm$

5.2.5.4.Verificación de punzonamiento

Se realiza el chequeo de corte por punzonamiento de la columna interna ubicada en el interior de la zapata combinada. Asimismo, se debe verificar que el peralte dado a nuestra zapata es suficiente para resistir las cargas de la columna aplicada a la zapata.

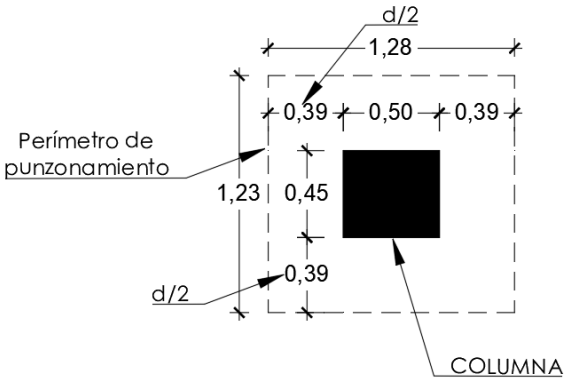


Figura 5-28 Esquema de punzonamiento de columna C-1

Fuente: SAFE 2016

Para calcular la resistencia del concreto a corte se toma el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'_c}(b_0)d$$

(Ec. V.42.)

$$V_c = 0.27\left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right)\sqrt{f'_c}(b_0)d$$

(Ec. V.43.)

$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c}(b_0)d$$

(Ec. V.44.)

Donde:

β: Relación entre el lado largo y corto de la columna.

b_0: Perímetro de punzonamiento.

α_s: 40 para columna central, 30 para columna de borde y 20 para columna esquinera.

d: Peralte efectivo

Reemplazando valores tenemos:

$$V_c = 0.53\left(1+\frac{2}{1.11}\right)\sqrt{210}(504)77 = 835.1tonf$$

$$V_c = 0.27\left(\frac{30(77)}{504}+2\right)\sqrt{210}(504)77 = 995.8tonf$$

$$V_c = 1.06\sqrt{210}(504)77 = 596.1tonf$$

Finalmente se verifica:

$$V_u < \phi V_c \rightarrow 195.15tonf < 0.85(596.1) = 506.7tonf \qquad \text{CORRECTO}$$

Por lo tanto, no es necesario adicionar pedestales.

5.2.5.5.Detallado de refuerzo de zapata combinada

Finalmente tenemos la siguiente distribución de acero para la zapata combinada.

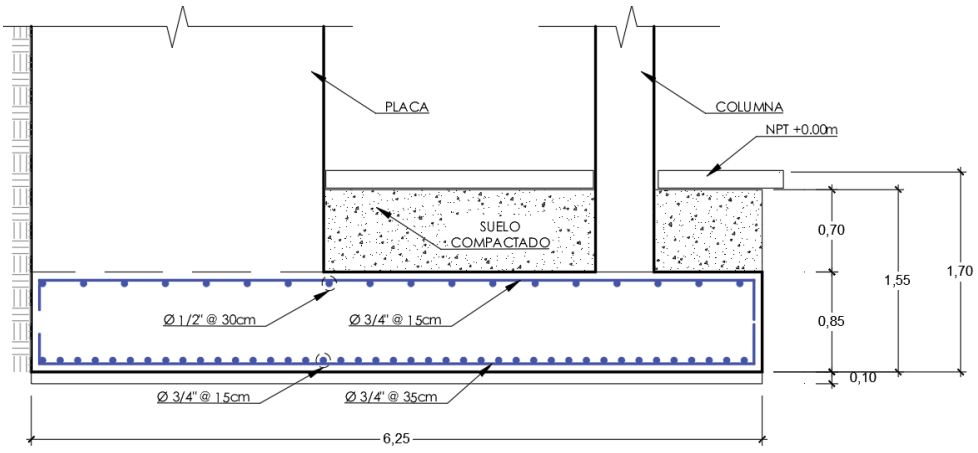


Figura 5-29 Distribución de acero en elevación de zapata combinada

Fuente: Diseño propio

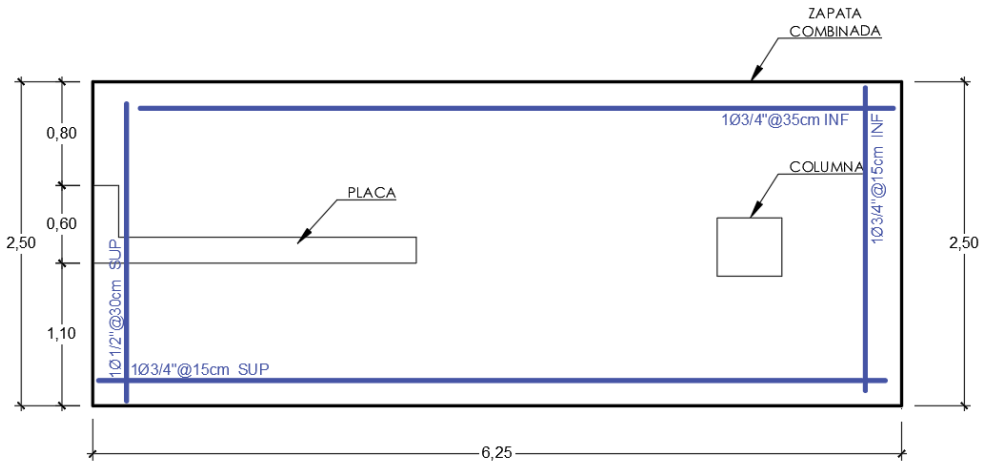


Figura 5-30 Distribución de acero en planta de zapata combinada

Fuente: Diseño propio

Finalmente se muestra el esquema de la cimentación para el proyecto realizado en SAFE, cabe indicar que el diseño se realizó de la forma explicada anteriormente apoyado en el diseño que realiza el SAFE.

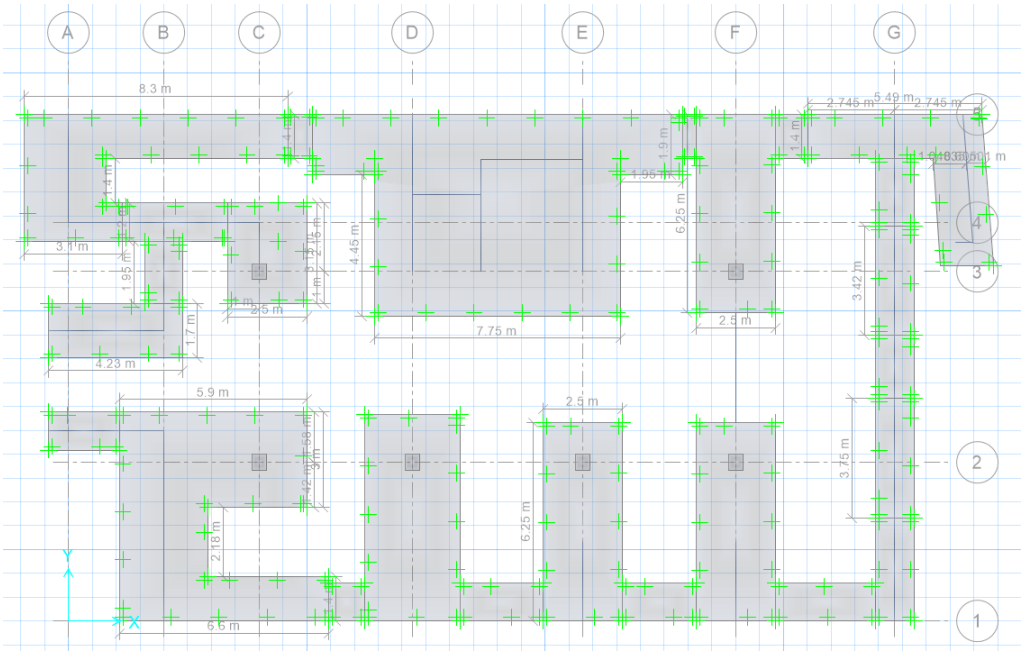


Figura 5-31 Esquema de cimentación en planta

Fuente: SAFE 2016

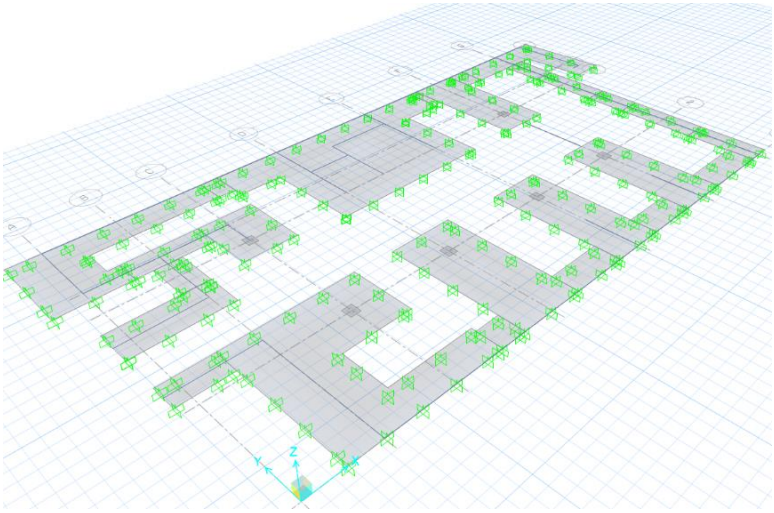


Figura 5-32 Esquema de cimentación en 3D

Fuente: SAFE 2016

Tal como podemos apreciar en las imágenes se utilizaron zapatas combinadas y cimientos corridos armados para los muros de semisótano. Cabe resaltar, que nuestra edificación solo presenta restricciones en cuanto a los límites de propiedad en los ejes horizontales 1 y 4.

5.2.5.6.Verificación de esfuerzos admisibles para cimentación general

A continuación, se verifica que en ninguna zona del esquema de cimentación los esfuerzos por cargas de servicio no superan el esfuerzo admisible del terreno.

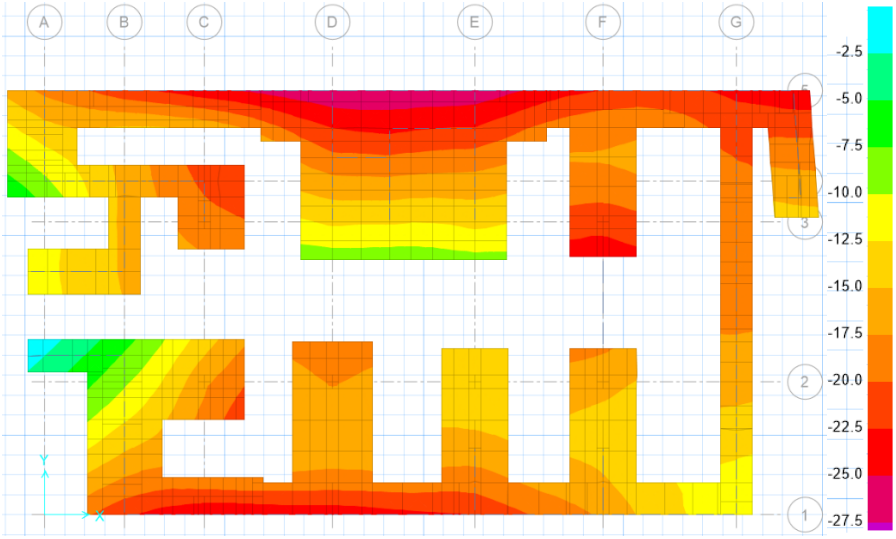


Figura 5-33 Esfuerzos por carga de servicio en el suelo

Fuente: SAFE 2016

5.3.Diseño de elementos estructurales adicionales.

5.3.1. Diseño de escaleras

En la sección 2.2.5 de la presente tesis se muestra el predimensionamiento que se realizó para la escalera. Las dimensiones serán las siguientes:

Paso=0.25m

Contrapaso=0.15m

Ancho de garganta=0.175m

Ancho de escalera=1.20m

Dichas dimensiones están por debajo de las dimensiones máximas y mínimas que recomienda nuestro reglamento nacional de edificaciones. Cabe resaltar que las dimensiones son iguales en todos los niveles de entrepiso.

Se diseñará paño típico de la losa de escalera.

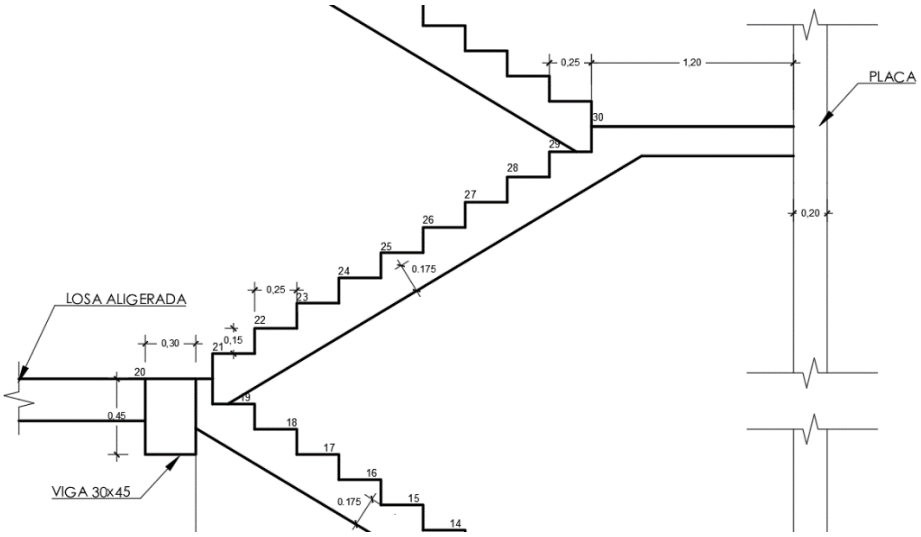


Figura 5-34 Primer paño de escalera

Fuente: Diseño propio

Como se puede apreciar en la figura anterior la escalera se apoya en una placa y en una viga peraltada de 30cmx45cm.

5.3.1.1.Diseño por flexión.

Se realiza el metrado de cargas que se aplicarán en la escalera.

$$CV = 0.20\frac{tonf}{m^2}(Escaleras)$$

$$CM = 0.1\frac{tonf}{m^2}(Piso\,ter\,\min\,ado)$$

Para colocar la distribución de carga por metro cuadrado es necesario multiplicar las cargas anteriores por el ancho de la escalera.

$$CV = 0.20(1.20) = 0.24\,{tonf}/{m}$$

$$CM = 0.1(1.20) = 0.12\,{tonf}/{m}$$

Seguidamente obtendremos el diagrama de momentos flectores para la combinación de carga 1.4CM+1.7CV.

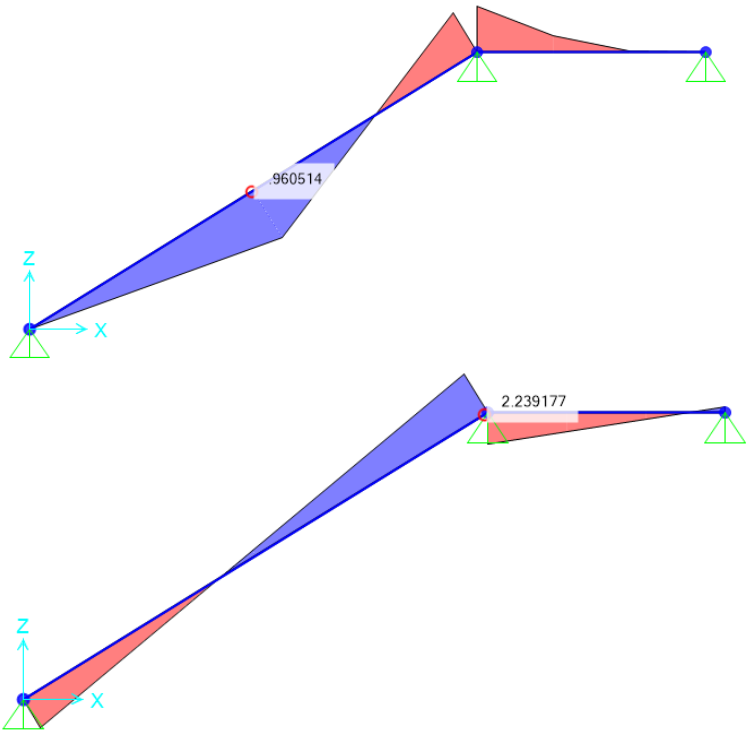


Figura 5-35 Diagrama de cortantes y momentos flectores de escalera

Fuente: SAP 2000

Se realiza el diseño por flexión.

Tabla 5-22 Diseño por flexión de escaleras, Diseño propio

	Momento Mu (tonf.m)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Área de acero mínimo (cm2)
Mu (+) Dirección Y	0.96	0.02	0.001	0.0018	1.78	3.13

Como se puede apreciar se colocará el área de acero mínimo para losas, puesto que el acero calculado es menor que el mínimo. Para acero $\varphi 3/8"$ tenemos:

$$S = \frac{0.71}{3.13} = 0.23cm$$

Finalmente, tenemos:

$\varphi 3/8"@20cm$ para ambos sentidos.

5.3.1.2.Diseño por corte.

Calculamos la fuerza cortante que aporta el concreto:

(Ec. V.45.) $$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f_c'}bd = 0.85(0.53)\sqrt{210}(120)(14.5) = 11.4tonf$$

Por lo tanto, se verifica que nuestra cortante ultima de análisis es menor que la cortante que soporta el concreto, por lo que el peralte asumido para nuestra losa de escalera es correcto.

$$\phi V_c > V_u \rightarrow 11.4tonf > 2.24tonf \quad \text{Es correcto.}$$

Finalmente, la distribución de acero será:

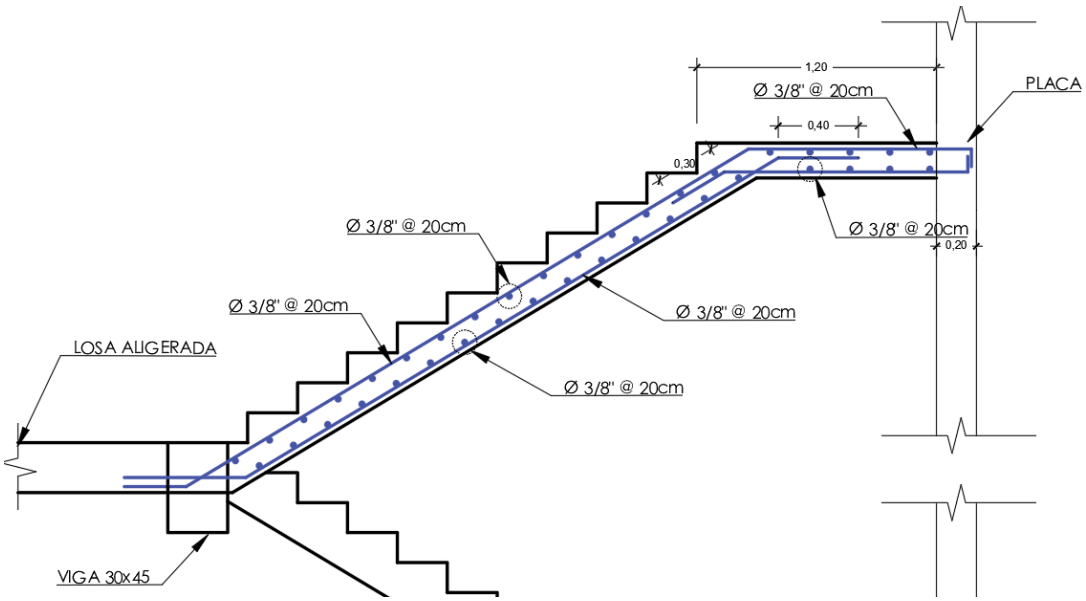


Figura 5-36 Distribución de acero longitudinal y transversal de acero en escalera

Fuente: Diseño propio

5.3.2. Diseño de tabiquería

La tabiquería es uno de los elementos no estructurales cuya función principal es seccionar los ambientes para diferentes usos, tales como habitaciones, baños, etc.

Los tabiques usados para el presente proyecto son de ladrillo de arcilla hueco y cuyos pesos fueron considerados en el análisis estructural de la edificación.

5.3.2.1. Máxima longitud no arriostrada.

Debemos calcular la fuerza de diseño aplicado en nuestra tabiquería, para ello nos apoyaremos en el artículo 38 del RNE E030, donde nos brindan la siguiente fórmula.

$$F = \frac{a_i}{g} C_1 P_e$$

(Ec. V.46.)

Donde:

F : Fuerza sísmica horizontal

P_e : Peso de la tabiquería

a_i : Aceleración horizontal en el nivel de piso

C_1 : Coeficiente (Los valores se obtienen de la tabla 5-24)

Extraemos de nuestro análisis estructural los valores para las aceleraciones en cada nivel, por lo que tenemos:

Tabla 5-23 Aceleraciones por piso de la estructura, Extraído ETABS 2016

	Aceleración SDYY (m/seg^2)	Aceleración SDXX (m/seg^2)
CM	3.70	3.10
Piso 8	3.88	3.19
Piso 7	3.20	2.57
Piso 6	2.74	2.22
Piso 5	2.37	1.96
Piso 4	2.03	1.74
Piso 3	1.68	1.49
Piso 2	1.32	1.22
Piso 1	0.89	0.83

Para hallar el valor de C_1, nos apoyamos en la tabla que brinda el RNE E070, donde dicho valor depende de los riesgos y ubicación de cada muro de tabiquería.

Tabla 5-24 Valores del coeficiente C_1, Extraído RNE E030

Valores C_1	
Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3
Muros y tabiques dentro de una edificación.	2
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1.5

Tomaremos la aceleración máxima $a = 3.88\, m/seg^2$, puesto que para ambos sentidos de análisis las aceleraciones presentan variaciones mínimas.

$$F = \frac{3.88}{9.81}(2)P_e = 0.791P_e$$

Asimismo, la fuerza calculada no debe ser menor que la siguiente expresión $F = 0.5ZUSP_e$ Donde Z, U y S, son parámetros sísmicos utilizados en el análisis sísmico dinámico. Tenemos:

$$F = 0.5(0.35)(1)(1.15)\, P_e = 0.201P_e < 0.791P_e \text{ Correcto.}$$

Calculamos la fuerza de presión ejercida sobre el muro de tabiquería, donde será expresado en unidades de $tonf/m^2$, para ello lo multiplicamos por el peso específico de la tabiquería y el espesor del muro. Adicionándole el peso del concreto del tarrajeo. $\left(\gamma_{alb} = 1.35\, tonf/m^2\right)$ y $\left(\gamma_{concreto} = 2.3\, tonf/m^2\right)$

(Ec. V.47.) $q_u = 0.791\left[(\gamma_{alb})(e_1) + (\gamma_{concreto})(e_2)\right]$ Reemplazando:

$$0.791\left[(1.350)(0.13) + 2.3(0.02)\right] = 0.23\, tonf/m^2$$

e_1: Espesor de muro de albañilería sin tarrajeo

e_2: Espesor del tarrajeo

Seguidamente se procede a calcular el momento flector distribuido por unidad de longitud mediante la siguiente expresión.

(Ec. V.48.) $M_s = m(w)a^2$

Donde:

m: Coeficiente de momento calculado de la tabla Nº 12 de la NTE E070

a: Dimensión critica del paño de albañilería.

Se diseñarán lo tabiques interiores considerando 4 bordes arriostrados, por lo que, los valores de "m" corresponden al caso Nº1 de la tabla 12 de la NTE E070. Se realiza una serie de iteraciones hasta llegar a la longitud máxima de arriostre, donde no exceda el esfuerzo admisible de la tabiquería a flexión $\left(1.50\,kgf/cm^2\right)$. Para una distancia de 2m.

$a = 2.00m$

$w = 0.8(q_u) = 0.8(0.23) = 0.184$

$m = 0.0755 \rightarrow {}^{b}\!/_{a} = 1.4 \; Ver\ tabla\ N°12$

Procedemos a calcular el momento flector distribuido por unidad de longitud.

(Ec. V.49.) $M_s = m.w.a^2$

$$M_s = (0.0755)(0.184)(2.00)^2 = 0.0555\,{}^{tonf.m}\!/_{m}$$

Calculamos el esfuerzo ejercido por dicho momento:

(Ec. V.50.) $$f_t' = 6\frac{M_s}{e^2} = 6\left(\frac{0.0555}{0.15^2}\right) = 14.80\,{}^{tonf}\!/_{m^2}$$

$$14.80\,{}^{tonf}\!/_{m^2} < 15.0\,{}^{tonf}\!/_{m^2} \rightarrow Correcto$$

Concluimos que nuestra máxima longitud de tabiquería sin arriostre será de 2.00m.

5.3.2.2.Diseño de los arriostres

Se diseñará las columnetas de arriostre, el diseño de las viguetas de arriostre de la tabiquería se diseñará de la misma manera y considerando los mismos parámetros.

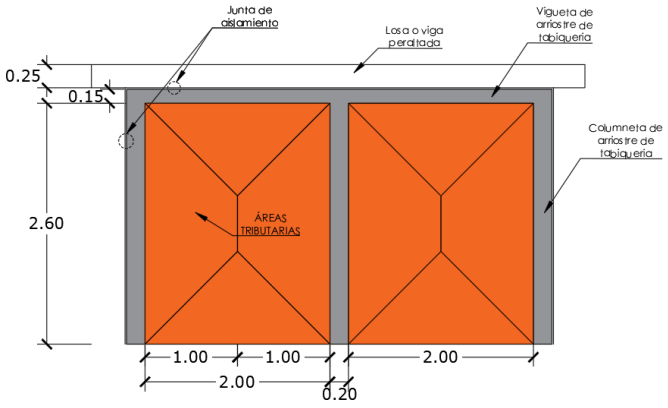


Figura 5-37 Esquema de albañilería arriostrada con áreas tributarias

Fuente: Diseño propio

Para calcular la cantidad de acero necesario en las columnas de arriostre, se deberá diseñar las columnas a flexión, cabe resaltar, que la columna de arriostre propuesta es de dimensiones 20x15cm, mientras que la vigueta de arriostre es de 15x15cm.

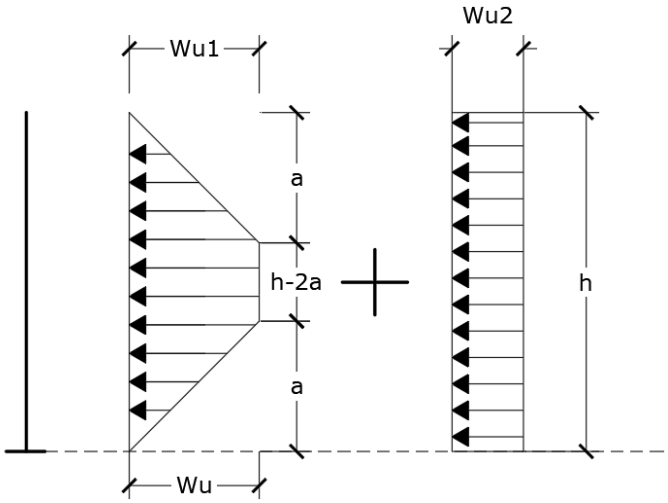


Figura 5-38 Esquema de fuerzas aplicadas a columna de arriostre tabiquería

Fuente: Diseño propio

Calculamos W_{u-alb} y W_{u-col}, sabiendo que el ancho tributario de la albañilería es 1.00m.

Para W_{u-alb} :

$$W_{u-alb} = q_u(a) = 0.23(1.00) = 0.23\,{}^{tonf}\!/_{m}$$

Multiplicamos por la cantidad de muros, que para este caso es 2.

$$W_{u-alb} = 2(0.23) = 0.46\,{}^{tonf}\!/_{m}$$

Para W_{u-col} :

$$q_{u-col} = 0.791(2.4)(0.15) = 0.28\,{}^{tonf}\!/_{m^2}$$

$$W_{u-col} = (0.28)(0.20) = 0.056\,{}^{tonf}\!/_{m}$$

a.) Diseño por flexión

Calculamos el momento actuante por la albañilería como una carga trapezoidal mediante la siguiente expresión:

(Ec. V.51.)
$$M_{u-alb} = W_{u-alb}(h-2a)\left(a+\frac{h-2a}{2}\right)+W_{u-alb}\left(\frac{a}{2}\right)\left(\frac{2}{3}a\right) + W_{u-alb}\left(\frac{a}{2}\right)\left(h-a+\frac{1}{3}a\right)$$

Reemplazando:

$$M_{u-alb} = 0.46(2.60-2(1))\left(1+\frac{2.60-2(1)}{2}\right)+0.46\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{2}{3}(1)\right) + 0.46\left(\frac{1}{2}\right)\left(2.60-1+\frac{1}{3}(1)\right)$$

$$M_{u-alb} = 0.96 tonf.m$$

Donde:

a : Ancho tributario de la albañilería.

Seguidamente se calcula el momento actuante de la columna como una carga rectangular.

(Ec. V.52.)
$$M_{u-col} = W_{u-col}\frac{h^2}{2}$$

$$M_{u-col} = 0.056\frac{2.60^2}{2} = 0.19 tonf.m$$

Calculamos el momento final de diseño:

$$M_u = M_{u-alb} + M_{u-col} = 0.96 + 0.19 = 1.15 tonf.m$$

Tabla 5-25 Diseño por flexión de columnas de arriostre de tabiquería, Diseño propio

	Momento Mu (tonf)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Área de acero mínimo (cm2)
Mu (+) Dirección Y	1.15	0.20	0.010	0.0024	2.25	0.61

Finalmente colocamos $4\varphi\,3/8"$, nos da un área de acero de $2.84 cm^2$

a.) Diseño por corte

Calculamos la cortante que genera las cargas aplicadas al muro, mediante las siguientes expresiones:

(Ec. V.53.)
$$V_{u-alb} = W_{u-alb}(h-2a)+2W_{u-alb}\left(\frac{a}{2}\right)$$

$$V_{u-alb} = 0.46(2.60 - 2(1)) + 2(0.46)\left(\frac{1}{2}\right) = 0.74tonf$$

(Ec. V.54.) $$V_{u-col} = W_{u-col}\,(h)$$

$$V_{u-col} = 0.056(2.60) = 0.15tonf$$

Finalmente, el cortante de diseño será:

$$V_u = 0.74 + 0.15 = 0.89tonf$$

Seguidamente calculamos la cortante de proporciona el concreto.

(Ec. V.55.) $$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f_c'}bd$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{210}(15)(16) = 1.6tonf$$

Se verifica que la cortante que proporciona el concreto es mayor que la cortante ultima de diseño, por lo que, no se requiere refuerzo para cortante. Sin embargo, otorgaremos un estribaje mínimo para facilitar el procedimiento constructivo.

$\varphi 8mm\ 1@5cm, resto@25cm$ de cada extremo.

De la misma forma se realiza el diseño para nuestra vigueta de arriostre horizontal, la cual nos arroja un refuerzo de acero longitudinal de $4\varphi\,3/8"$ y un refuerzo transversal para corte de $\varphi 8mm\ 1@5cm, resto@25cm$ cada extremo.

a.) Juntas de aislamiento

Es importante definir la junta de aislamiento entre la tabiquería y los elementos estructurales, ya que los elementos estructurales necesitan espacio para su deformación y la tabiquería no puede producir ningún tipo de anclaje o arriostre a los elementos estructurales propiamente dichos.

Para las juntas horizontales, se calcula con ayuda de las derivas de entrepiso calculadas anteriormente en el análisis sísmico.

$$\delta_{hor-alb} = \Delta_{entrepiso}(h) = 0.0055(2.75) = 0.015m$$

Para las juntas verticales, se calcula en función a las deflexiones máximas que tienen las vigas y losas. Nuestra mayor deflexión vertical la presenta la viga ubicada en el eje vertical “D”.

$$\delta_{ver-alb} = 0.005m$$

Para ambos casos se optó por colocar juntas de 5/8” (0.0158m).

5.3.3. Diseño de Cisterna

5.3.3.1.Dimensionamiento de la cisterna.

Para realizar el dimensionamiento nos apoyaremos en la norma IS.010 del reglamento nacional de edificaciones, donde nos indica los límites de dotación de agua por día a las edificaciones. Dicha dotación para viviendas multifamiliares está en función al número de dormitorios por departamento.

Tabla 5-26 Dotación diaria para edificios multifamiliares, Extraídos de RNE IS.010 NTE

Nº Dormitorios por departamento	Dotación por departamento L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Para el presente proyecto contamos con 15 departamentos con 3 dormitorios y 8 departamentos con 2 dormitorios, por lo que, la dotación diaria será:

$$D_{diaria} = 15(1200) + 8(850) = 24800\,{}^{L}\!/_{d}$$

Además, se contará con la combinación de cisterna, bombas y tanque elevado, por lo que la norma nos indica que la capacidad de la cisterna no será menor que las ¾ partes de la dotación diaria y la capacidad del tanque elevado no será menor que las 1/3 de dicho volumen.

$$V_{cisterna} = \frac{3}{4}(24800) = 18600l = 18.6m^3$$

$$V_{t-elevado} = \frac{1}{3}(24800) = 8270l = 8.27m^3$$

Cabe resaltar que los tanques elevados serán colocados por encima de la losa de escaleras del ultimo nivel, se consideró 4 tanques de Rotoplas de 2500 litros, dichos pesos fueron considerados en el análisis estructural mediante una carga distribuida de $0.55\,{}^{tonf}\!/_{m^2}$ en la losa, dicha losa será maciza de espesor 0.20m.

En cuanto a la cisterna, se dimensiono de la siguiente manera. Cabe indicar, que dicha cisterna estará apoyada sobre el suelo compactado por encima de las zapatas de la edificación y su análisis solo contemplará las fuerzas ocasionadas por el agua.

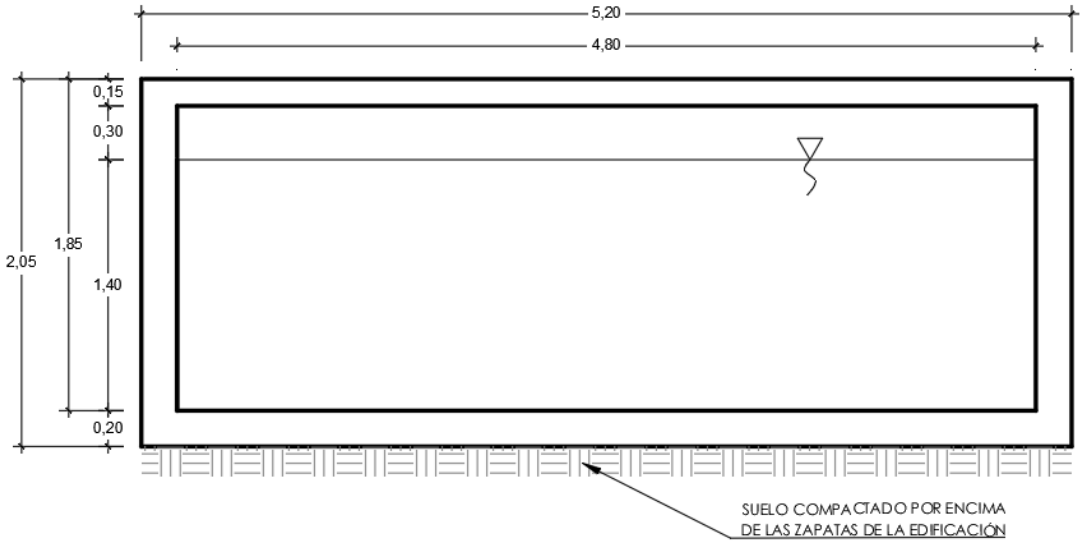


Figura 5-39 Esquema de cisterna de agua en concreto armado

Fuente: Diseño propio

En conclusión, el volumen que almacena nuestra cisterna será:

$$V_{cisterna} = 2.80(4.80)(1.40) = 18.8m^3$$

5.3.3.2.Diseño de muros de cisterna.

Cabe resaltar, que la cisterna de nuestro proyecto está a nivel del semisótano, y se encuentra aislada de los muros de semisótano por una junta de 1", por lo que, el diseño solo contemplará el empuje ejercido por el agua en el interior de la cisterna. El empuje ejercido por el agua será calculado mediante la siguiente expresión.

(Ec. V.56.) $$E_{agua} = \gamma_{agua} h$$

$$E_{agua} = (1)1.70 = 1.70 \, tonf/m^2$$

Para un ancho unitario de 1 m, la carga distribuida será:

$$E_{agua} = 1.70(1) = 1.70 \, tonf/m$$

Al tratarse de una carga viva, se le multiplicará por su factor de amplificación.

$$W_{agua} = 1.7(1.7) = 2.89 \, {tonf}/{m}$$

El análisis estructural de los muros de la cisterna se realizará considerando que dichos muros están sometidos a flexión, puesto que dichos muros están arriostrados por la base y con la losa superior de la cisterna, por lo que el modelo estructural puede simplificarse de la siguiente manera:

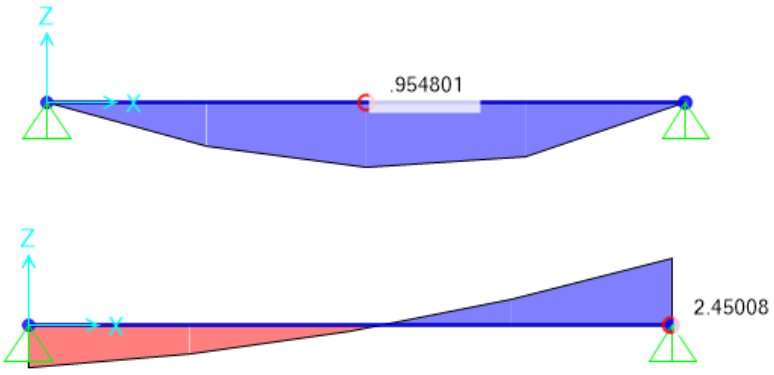


Figura 5-40 Diagrama de momentos y cortantes para muro de cisterna

Fuente: SAP 2000

a.) Diseño por flexión

La cuantía mínima que recomienda el ACI para losas y muros que retengan líquidos es de 0.0028, para así evitar problemas de fisuramiento en dichos muros y cumplir con las fisuras máximas permitidas e=10mm.

Para el siguiente diseño se consideró un ancho unitario de 1m y un peralte de losa de 0.20m.

Tabla 5-27 Diseño por flexión de muros de cisterna, Diseño propio

	Momento Mu (tonf)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Área de acero mínimo (cm2)
Mu (+) DISEÑO	*0.96*	*0.02*	*0.001*	*0.0028*	*1.51*	*4.76*

El espaciamiento de las barras para acero de $\varphi \, {3}/{8}"$, será:

$$S = \frac{2(0.71)}{4.76} = 0.298cm$$

Colocamos: $\varphi \, {3}/{8}"@25cm$ Dos capas.

b.) Diseño por corte

Calculamos la resistencia por corte que aporta el concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f_c'}bd = 0.85(0.53)\sqrt{210}(100)(17) = 11.1tonf$$

$$\phi V_c = 11.1tonf > V_u = 2.45tonf$$

Como se verifica la resistencia al corte por el concreto es mayor que la resistencia requerida, por lo que el refuerzo horizontal se realizara con la cuantía mínima, teniendo así la siguiente distribución:

Colocamos: $\varphi 3/8"@25cm$ Dos capas.

5.3.3.3.Diseño de base de cisterna

Para calcular la cantidad de acero en la base de la cisterna, se modelará como una carga distribuida rectangular, donde además de considerar el peso otorgado por el agua, se considerará el peso propio de la losa y el piso terminado de nuestra cisterna.

Los resultados se calcularán para un ancho unitario de 1m.

$$W_{cm} = 2.4(0.20)(1) + 0.1(1) = 0.58\,tonf/m$$

Aplicamos la combinación de carga 1.4CM+1.7CV, por lo que tenemos:

$$W_u = 1.4(0.58) + 1.7(1.7) = 3.70\,tonf/m$$

Realizamos el modelo estructural:

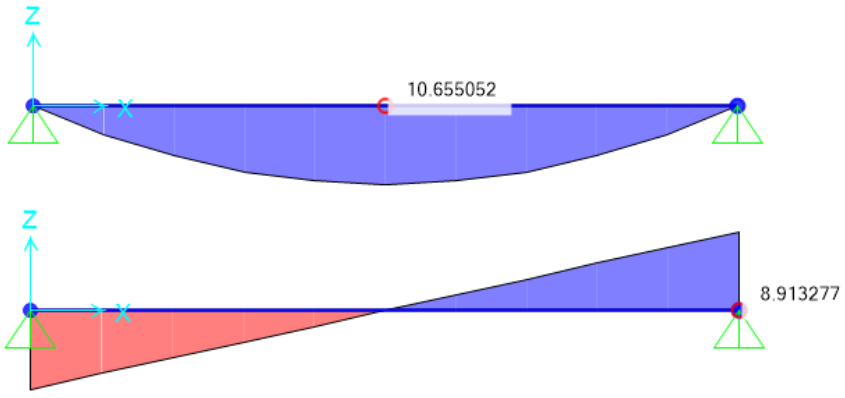


Figura 5-41 Diagrama de momentos y cortantes para base de cisterna

Fuente: SAP 2000

a.) Diseño por flexión

Para el diseño se consideró una losa maciza en una dirección con un ancho unitario de 1m y una altura de losa de 0.20m

Tabla 5-28 Diseño por flexión de losa de base de cisterna, Diseño propio

	Momento Mu (tonf)	w	ρ(cuantía)	ρ(cuantía)min	Área de acero (cm2)	Área de acero mínimo (cm2)
Mu (+) DISEÑO	10.65	0.22	0.011	0.0028	19.11	4.76

El espaciamiento de las barras para acero de $\varphi 1/2"$, será:

$$S = \frac{2(0.129)}{19.11} = 0.13cm$$

Colocamos: $\varphi 1/2"@10cm$ Dos capas.

a.) Diseño por Corte

Calculamos la resistencia por corte que aporta el concreto:

(Ec. V.57.)
$$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f_c'}bd = 0.85(0.53)\sqrt{210}(100)(17) = 11.1tonf$$
$$\phi V_c = 11.1tonf > V_u = 8.91tonf$$

Como se verifica la resistencia al corte por el concreto es mayor que la resistencia requerida, por lo que el refuerzo horizontal se realizara con la cuantía mínima, teniendo así la siguiente distribución:

Colocamos: $\varphi 3/8"@25cm$ Dos capas

5.3.3.4.Diseño de losa superior de cisterna

Ya que la losa superior no recibe ninguna sobrecarga, solo se colocará la cantidad de acero mínimo para losas macizas con una cuantía de 0.0018.

$$A_{losa-\min} = 0.0018(100)(15) = 2.7cm^2$$
$$S = \frac{0.71}{2.7} = 0.26cm$$

Colocamos: $\varphi 3/8"@25cm$ Una capa.

5.3.3.5.Detalle de refuerzo de cisterna

Finalmente, el refuerzo tendrá la siguiente distribución:

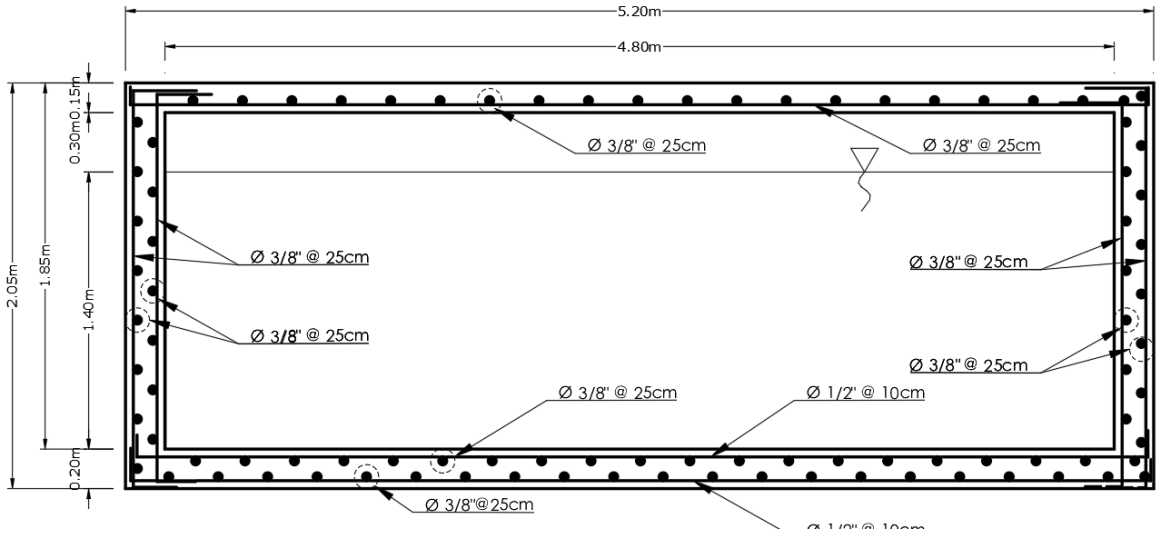


Figura 5-42 Detalle de refuerzo de acero para cisterna

Fuente: Diseño propio

6. Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones.

- La estructuración de un edificio depende en gran parte de la distribución arquitectónica que presenta el mismo, al contar con un edificio que contiene estacionamientos en la parte inferior no era posible otorgar muros de corte en la parte central, por lo que, se optó por una estructuración donde todos los muros de corte estén en el perímetro de la estructura, esta distribución de placas es la que otorgó gran rigidez a nuestra estructura.
- Para la elección de la losa de entrepiso más óptima, se hizo la comparación en cuanto a costos y pesos de ambas losas con un peralte de 25cm. Se concluye que la losa aligerada Vigacero es la más óptima para este proyecto, ya que reduce el costo en 12% y reduce el peso de la losa en 50% en comparación a la losa aligerada tradicional.
- Al reducir el peso de la losa, esto genera la reducción del peso sísmico de la estructura, mientras tenemos un peso sísmico considerando losas tradicionales (bloques de arcilla y concreto) de 3258.80tonf, con el sistema de losas Vigacero el peso sísmico será de 2882.477tonf, esto indica claramente una reducción del peso sísmico del 14% en comparación a las losas convencionales. Por lo tanto, concluimos que el sistema de losas Vigacero para este proyecto es óptimo y adecuado.
- La mayor ventaja en cuanto a costos del sistema Vigacero, es su bajo costo de encofrado, para la presente tesis se logra reducir en un 85% del costo en comparación a la losa aligerada convencional.
- El RNE E030 no permite distorsiones de entrepiso mayores que 0.007 en estructuras de concreto armado, para la presente tesis, la distorsión máxima en dirección “Y” es de 0.0055, mientras que la distorsión máxima en dirección “X” es de 0.0034. Por lo que, se concluye que nuestras distorsiones de entrepiso están dentro de los límites permisibles de nuestra norma.
- Sabemos que nuestro coeficiente básico de reducción sísmica es de R=6, sin embargo, nuestra edificación presenta irregularidad torsional, por lo que, dicho coeficiente deberá ser multiplicado por el factor de 0.75 como indica nuestra norma. Finalmente se utilizó un coeficiente de reducción sísmica de R=4.5. Asimismo, se concluye que nuestra estructura no llega a presentar irregularidades extremas.

- El diseño por flexión de vigas estuvo controlado por las combinaciones de diseño por sismo, siendo las vigas que conectan placas las que más soportan momentos y cortantes en los extremos de cada viga.
- El diseño de columnas estuvo controlado por las combinaciones de diseño por sismo, se realizó el chequeo de esbeltez (tabla 5-5, tabla 5-6, tabla 5-7) y se demostró que todas las columnas son arriostradas y se despreció los efectos de 2do orden.
- El diseño de placas estuvo controlado por las combinaciones de diseño por sismo, se calculó las distancias de elementos de borde no superando los 50cm y se verifico que no eran necesarios el refuerzo transversal, sin embargo, se lo otorgo el refuerzo transversal que exige el RNE E060.
- En cuanto a las cimentaciones de la estructura, están basadas en zapatas combinadas y cimientos corridos armados para los muros de semisótano, Asimismo, se asume que el suelo es homogéneo y elástico por lo tanto la reacción del suelo es uniforme. Cabe resaltar, que los esfuerzos de la zapata Z-8 son los máximos esfuerzos que llegan a nuestra cimentación estando por el orden de $2.72\,kg/cm^2$ *a* $2.75\,kg/cm^2$, sin embargo, estos no superan el esfuerzo admisible del suelo de $2.75\,kg/cm^2$.

Recomendaciones

- Se recomienda, al elegir el sistema de losas Vigacero se deberá tener presente todos los alcances técnicos de este sistema, como la posibilidad de aumentar la resistencia por metro cuadrado al reducir la separación entre viguetas de 84cm a 69cm.
- Se recomienda realizar la comprobación experimental de pruebas de carga para diferentes tipos de sobrecarga y para losas continuas, para así comprobar realmente las resistencias nominales de la vigueta y papel real que toman los aceros de refuerzo negativo en la vigueta.
- Se recomienda hacer pruebas de permeabilidad y fuego a la losa Vigacero, ya que, al tratarse de una losa nueva en el mercado, el mayor escepticismo de las personas viene por la falta de comprobación experimental de dichas losas.
- Se recomienda considerar algunos conceptos constructivos para la elaboración de la estructuración y planos de detalle, con el fin de facilitar la construcción de la estructura.

7. Bibliografía

- BLANCO BLASCO, ANTONIO. (1999) "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado", Lima-Perú, Editorial CIP.
- MORALES MORALES, ROBERTO. (2006) "Diseño en Concreto Armado". Tercera edición, Lima-Perú. Fondo Editorial ICG.
- OTTAZI PASINO, GIANFRANCO. (2006) "*Diseño en Concreto Armado*" Decimoprimera edición, Lima - Perú. Capítulo Peruano del American Concrete Institute.
- SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL. (1999) "Análisis de edificios". Segunda edición, Lima - Perú, Pontificia Universidad Católica de Perú – Fondo Editorial.
- OTTAZI PASINO, GIANFRANCO. (2004) "Apuntes del curso Concreto Armado I" Quinta edición, Lima - Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E020 CARGAS. (2016) Reglamento Nacional de Edificaciones.
- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E030 DISEÑO SISMORRESISTENTE. (2016) Reglamento Nacional de Edificaciones
- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E050 SUELOS Y CIMENTACIONES. (2016) Reglamento Nacional de Edificaciones.
- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E060 CONCRETO ARMADO. (2016) Reglamento Nacional de Edificaciones.
- CHOQUEHUANCA MAMANI, KEVIN PAUL. (2017) Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil "Análisis y diseño estructural de una edificación en

concreto armado de 5 pisos y 1 semisótano", Arequipa - Perú, Universidad Nacional de San Agustín.

- MOROCHO MORALES, FERNANDO ALEJANDRO. (2016) Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil "Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos", Lima- Perú, Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- ARCOTECHO PERÚ S.A.C. (2014) Manual Técnico Vigacero (2014), Lima-Perú.

8. ANEXOS

PLANOS ARQUITECTONICOS:

PLANO A-01: ARQUITECTURA SEMISÓTANO

PLANO A-02: ARQUITECTURA 1ER NIVEL

PLANO A-03: ARQUITECTURA 2DO-4TO Y 6TO NIVEL

PLANO A-04: ARQUITECTURA 3ER-5TO Y 7MO NIVEL

PLANO A-05: ARQUITECTURA 8VO NIVEL

PLANO A-06: ELEVACIÓN FRONTAL

PLANO A-07: CORTE A-A

PLANO A-08: CORTE B-B

PLANOS ESTRUCTURALES:

PLANO E-01: CIMENTACIONES

PLANO E-02: CORTES ESTRUCTURALES COLUMNAS-PLACAS Y CIMIENTOS

PLANO E-03: CORTES ESTRUCTURALES PLACAS-CISTERNA Y ESCALERA

PLANO E-04: ALIGERADO SEMISÓTANO

PLANO E-05: ALIGERADO PRIMER NIVEL

PLANO E-06: ALIGERADO 2DO-4TO Y 6TO NIVEL

PLANO E-07: ALIGERADO 3ER-5TO NIVEL

PLANO E-08: ALIGERADO 7MO NIVEL

PLANO E-09: ALIGERADO 8VO NIVEL

PLANO E-10: CORTE VIGAS

PLANO E-11: CORTE VIGAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TOMO II

"DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO"

Tesis presentada por el bachiller:
NINA HAÑARI, RAMIRO ALONSO
Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Asesor de tesis:
ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

AREQUIPA – PERÚ
2019

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO"

Tesis presentada por el bachiller:
NINA HAÑARI, RAMIRO ALONSO
Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

APROBADO POR: _____

Miembros del Jurado de Tesis

Nombre y Apellido	**Firma**
Ing. Fidel Copa Pineda	……
Ing. Herber Calla Aranda	……
Ing.María del Carmen Ponce Mejía	……

AREQUIPA – PERÚ
2019

ANEXOS

PLANOS ARQUITECTÓNICOS

PLANO A-01: ARQUITECTURA SEMISÓTANO

PLANO A-02: ARQUITECTURA 1ER NIVEL

PLANO A-03: ARQUITECTURA 2DO-4TO Y 6TO NIVEL

PLANO A-04: ARQUITECTURA 3ER-5TO Y 7MO NIVEL

PLANO A-05: ARQUITECTURA 8VO NIVEL

PLANO A-06: ELEVACIÓN FRONTAL

PLANO A-07: CORTE A-A

PLANO A-08: CORTE B-B

PLANOS ESTRUCTURALES

PLANO E-01: CIMENTACIÓN

PLANO E-02: CORTES ESTRUCTURALES COLUMNAS-PLACAS Y CIMIENTOS

PLANO E-03: CORTES ESTRUCTURALES PLACAS-CISTERNA Y ESCALERAS

PLANO E-04: ALIGERADO SEMISÓTANO

PLANO E-05: ALIGERADO 1ER NIVEL

PLANO E-06: ALIGERADO 2DO-4TO Y 6TO NIVEL

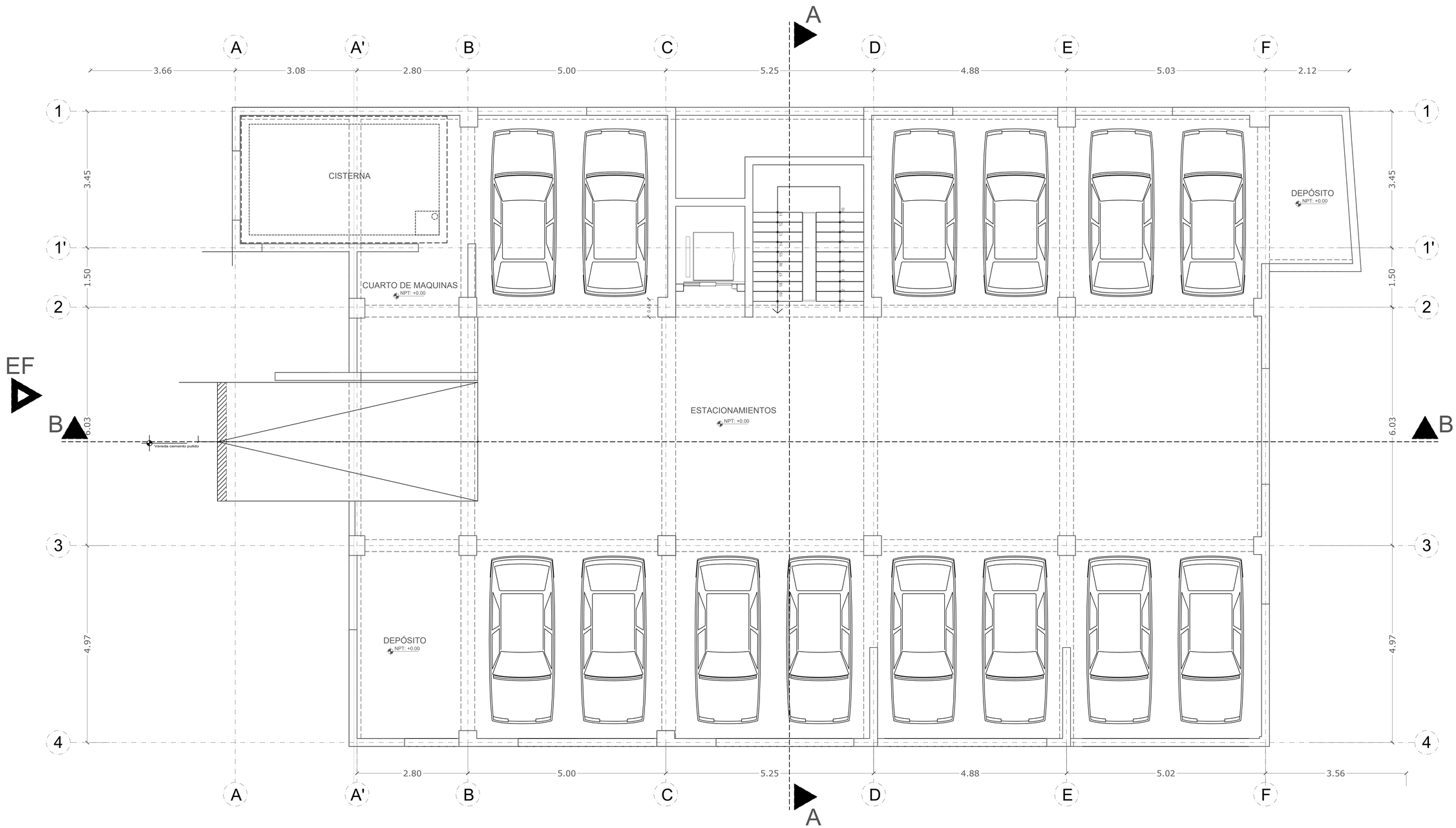
PLANO E-07: ALIGERADO 3ER-5TO NIVEL

PLANO E-08: ALIGERADO 7MO NIVEL

PLANO E-09: ALIGERADO 8VO NIVEL

PLANO E-10: CORTES VIGAS

PLANO E-11: CORTES VIGAS



SEMISÓTANO

ESC: 1/50

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

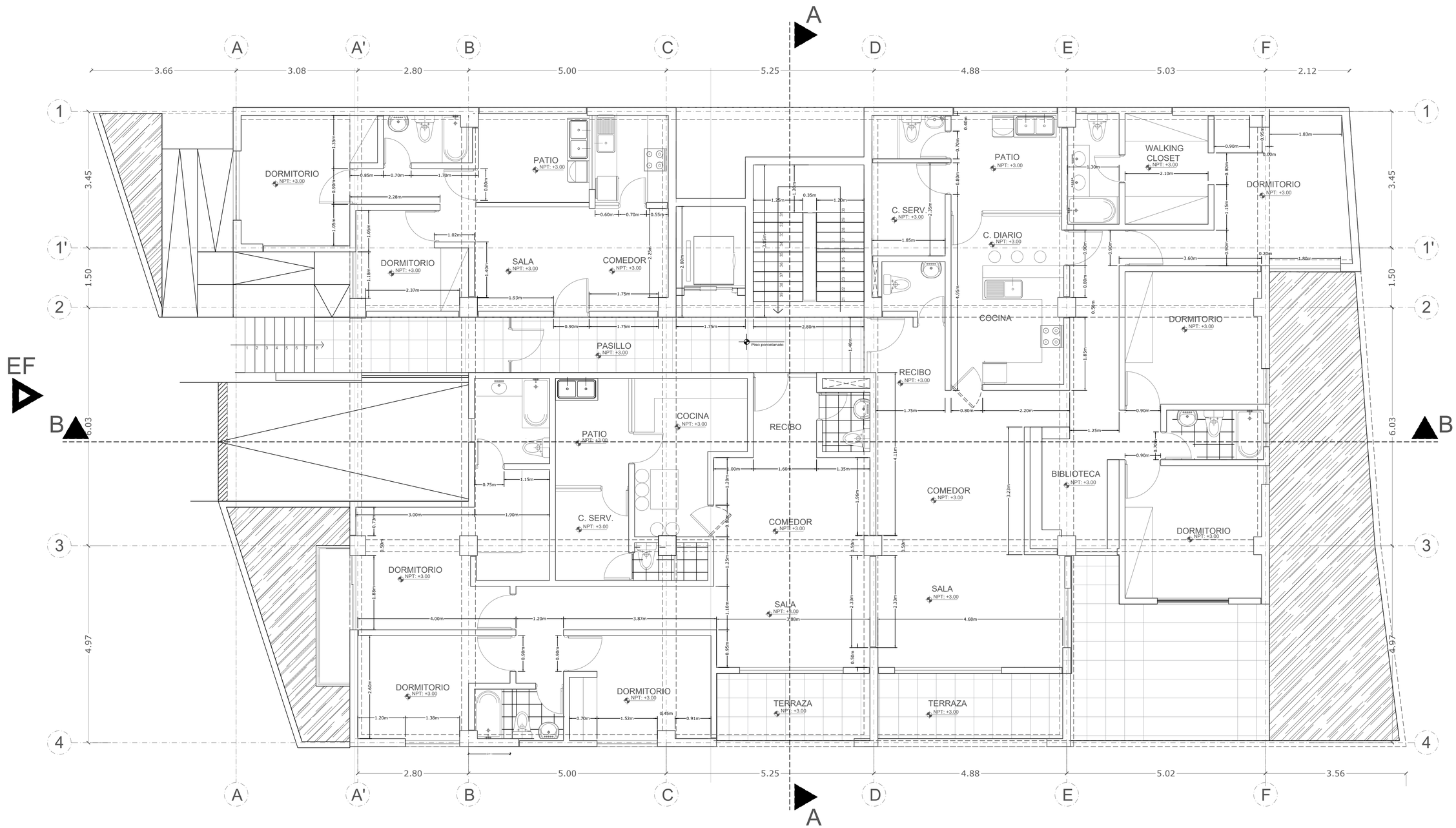
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

PLANO: ARQUITECTURA SEMISÓTANO

LAMINA: A-01 01/08

FECHA: DICIEMBRE 2019

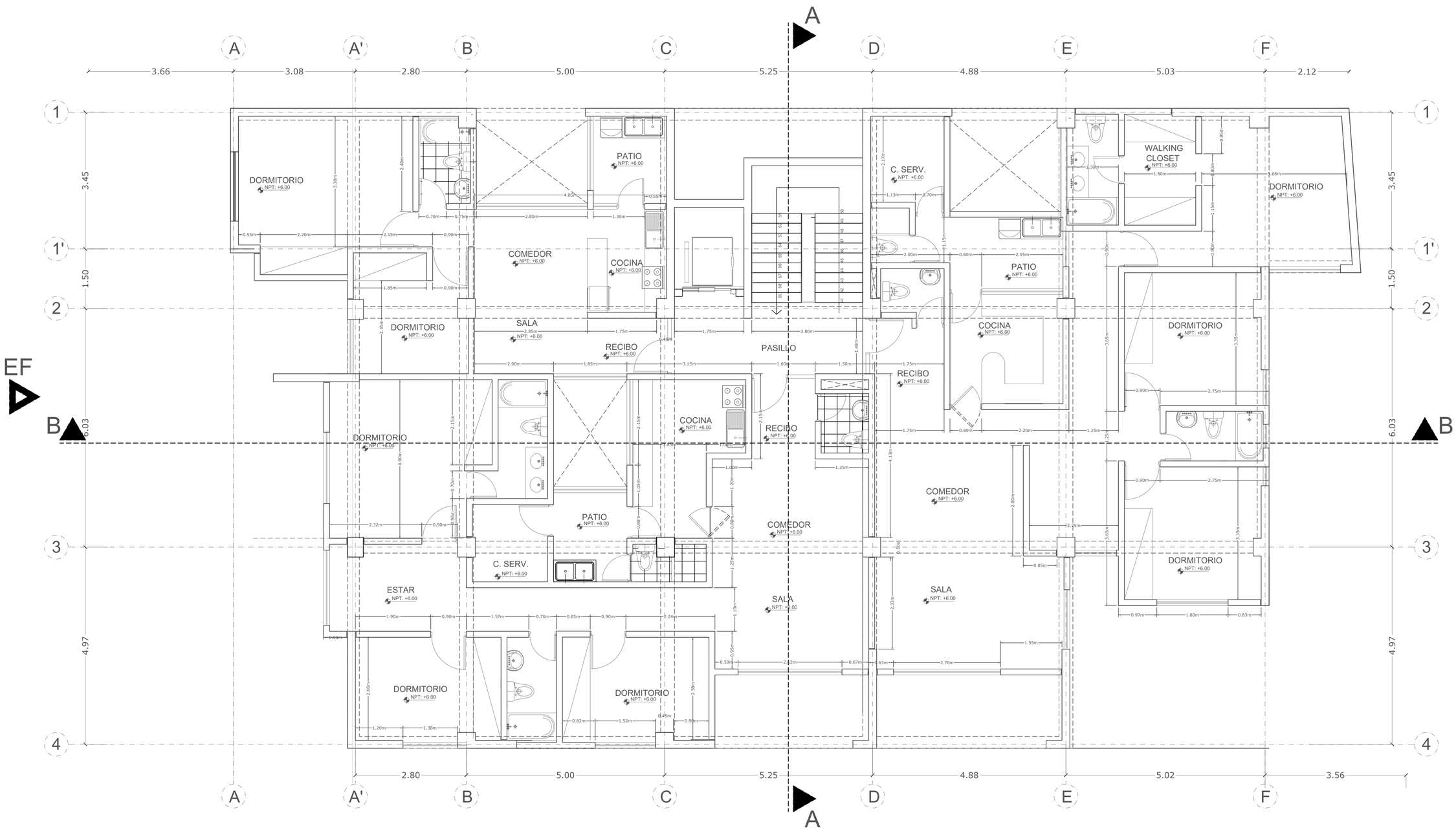
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA



PRIMER NIVEL

ESC: 1/50

TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO		
TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO		LAMINA:	FECHA: DICIEMBRE 2019
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO: ARQUITECTURA 1ER NIVEL		A-02 02/08
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA			



SEGUNDO-CUARTO-SEXTO NIVEL

ESC: 1/50

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

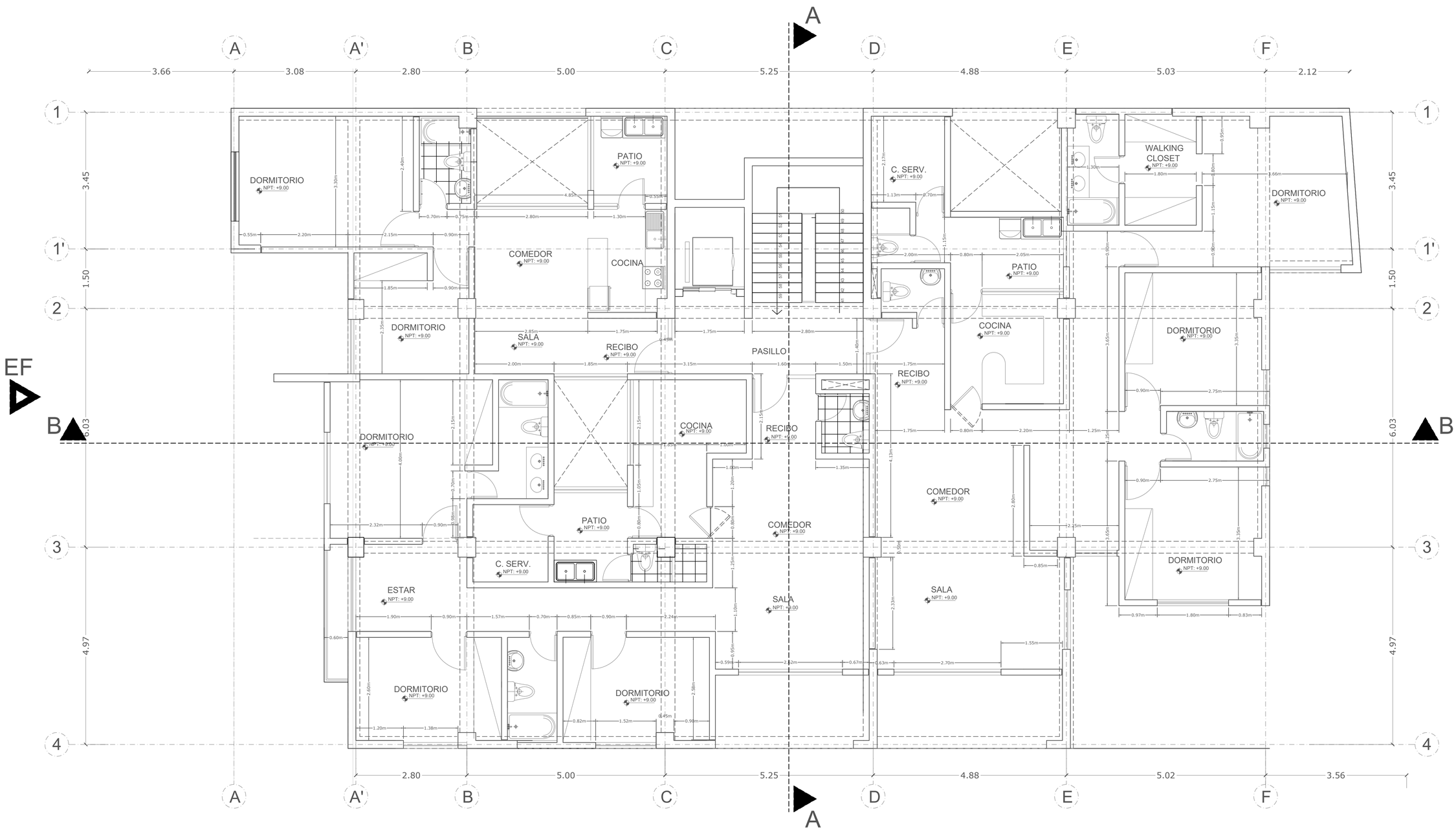
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

PLANO ARQUITECTURA 2DO-4TO Y 6TO NIVEL

LAMINA: A-03 03/08

FECHA: DICIEMBRE 2019

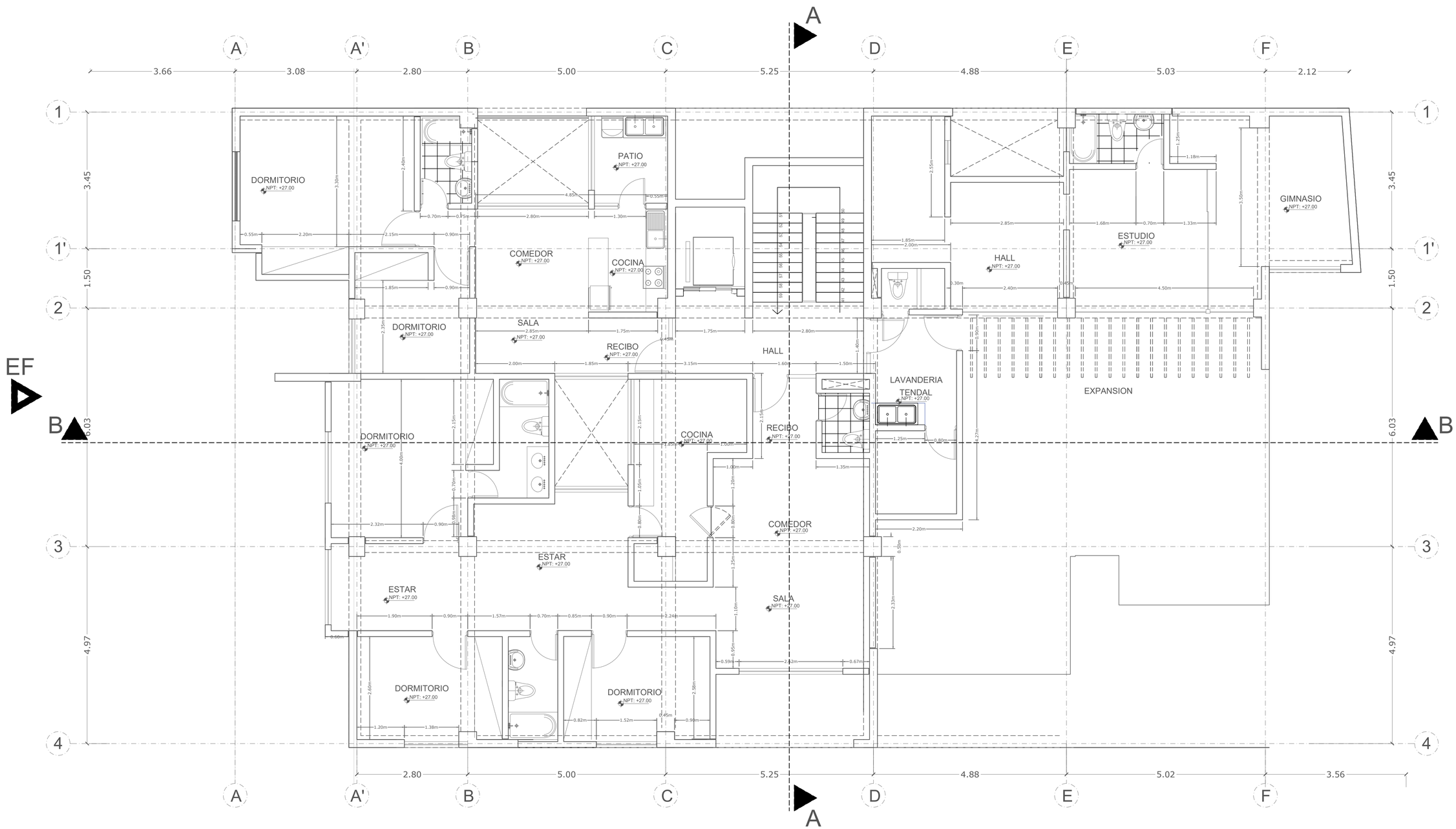
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA



TERCER-QUINTO-SÉPTIMO NIVEL

ESC: 1/50

TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO		
TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO		LAMINA:	FECHA: DICIEMBRE 2019
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO: ARQUITECTURA 3ER-5TO Y 7MO NIVEL	A-04	04/08
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA			



OCTAVO NIVEL

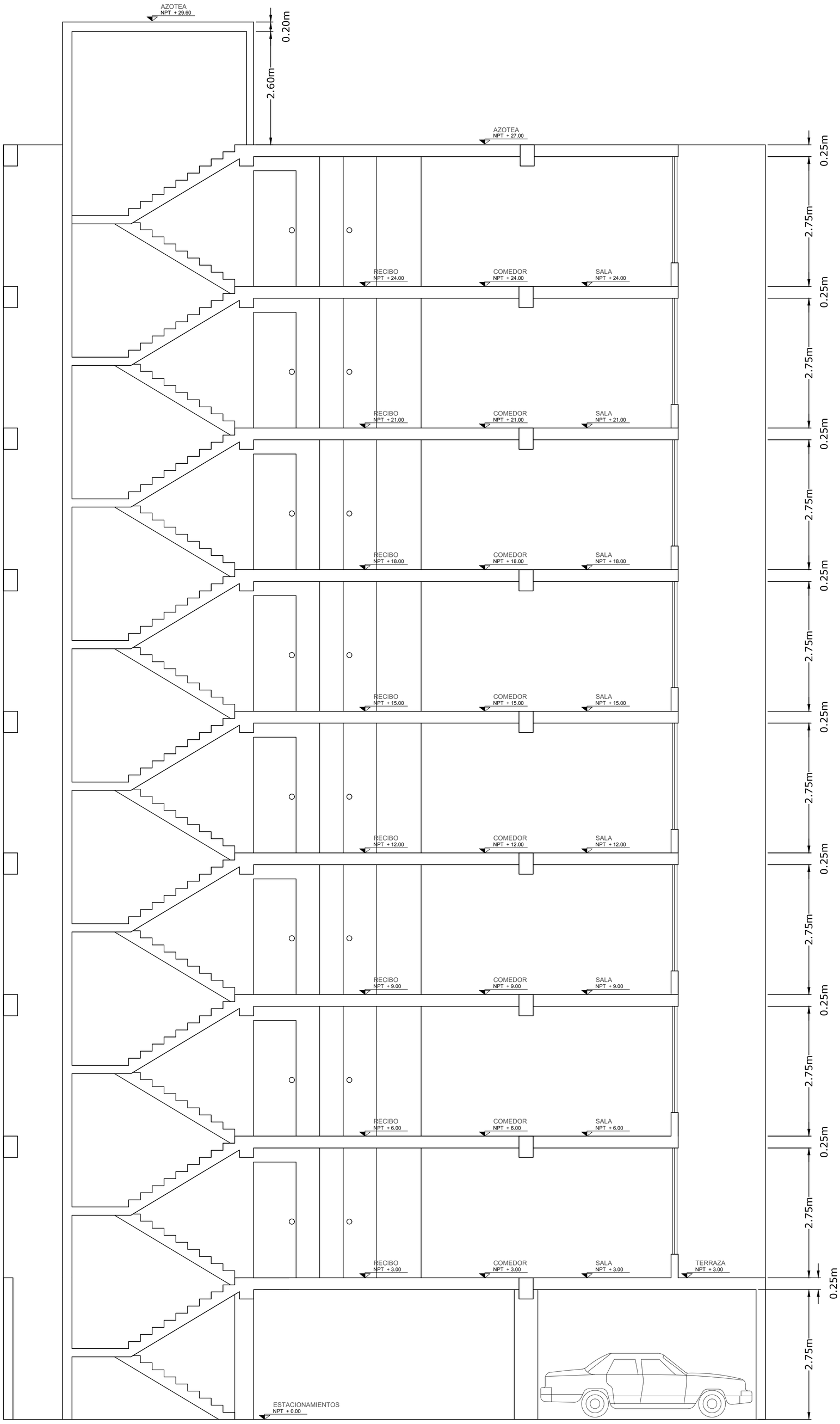
ESC: 1/50

TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO		
TESISTA:	BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO	LAMINA:	FECHA: DICIEMBRE 2019
UBICACIÓN:	AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO:	ARQUITECTURA 8VO NIVEL
ASESOR DE TESIS:	ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA	A-05	05/08

ELEVACIÓN FRONTAL-EF

ESC: 1/50

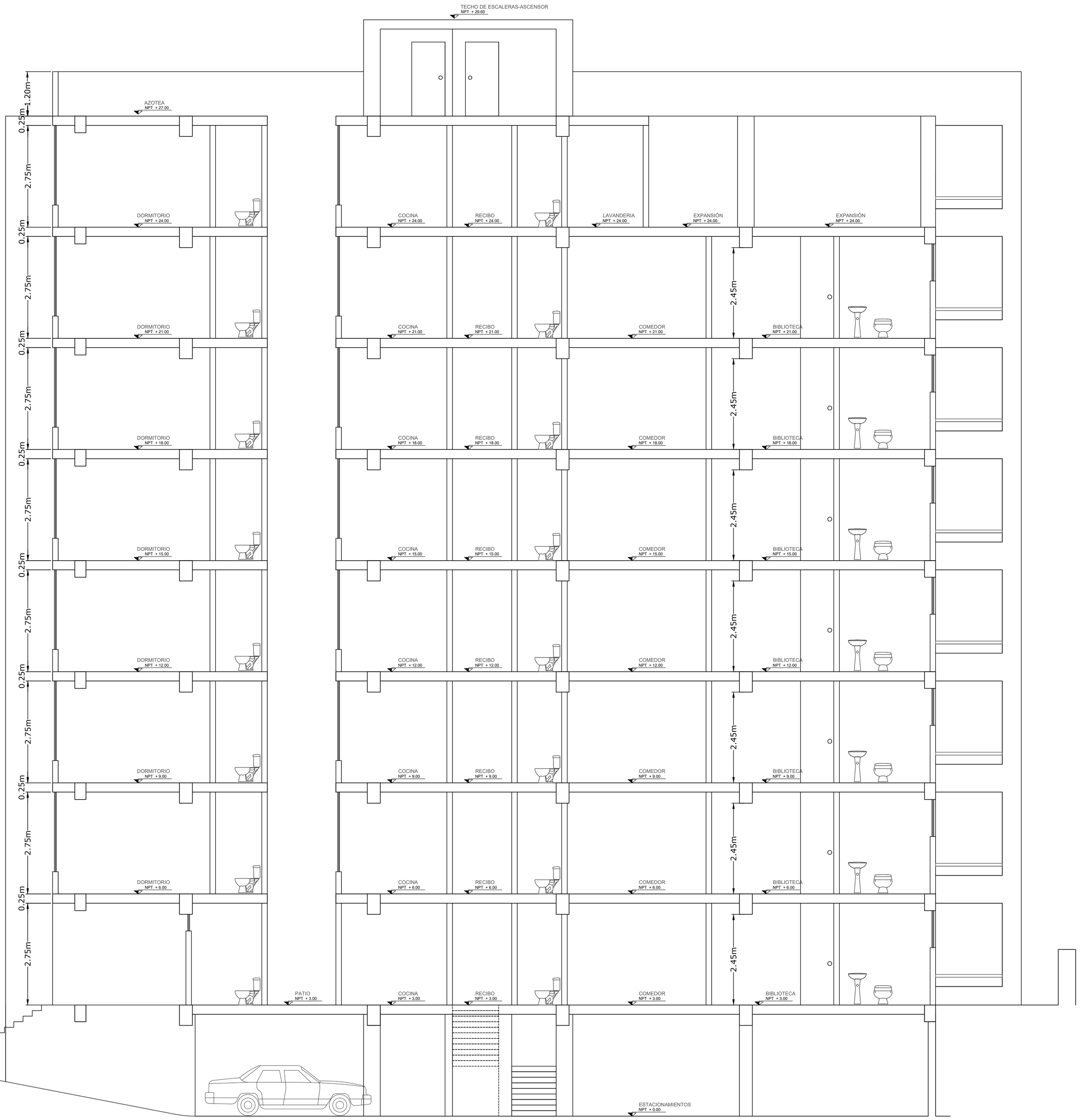
TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO
TESISTA:	BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO
UBICACIÓN:	AREQUIPA-AREQUIPA
PLANO:	ELEVACIÓN FRONTAL
LAMINA:	A-06
FECHA:	DICIEMBRE 2019
ASESOR DE TESIS:	ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA



CORTE A-A

ESC: 1/50

TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO		
TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO		LAMINA:	FECHA: DICIEMBRE 2019
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO: CORTE A-A	A-07	07/08
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA			



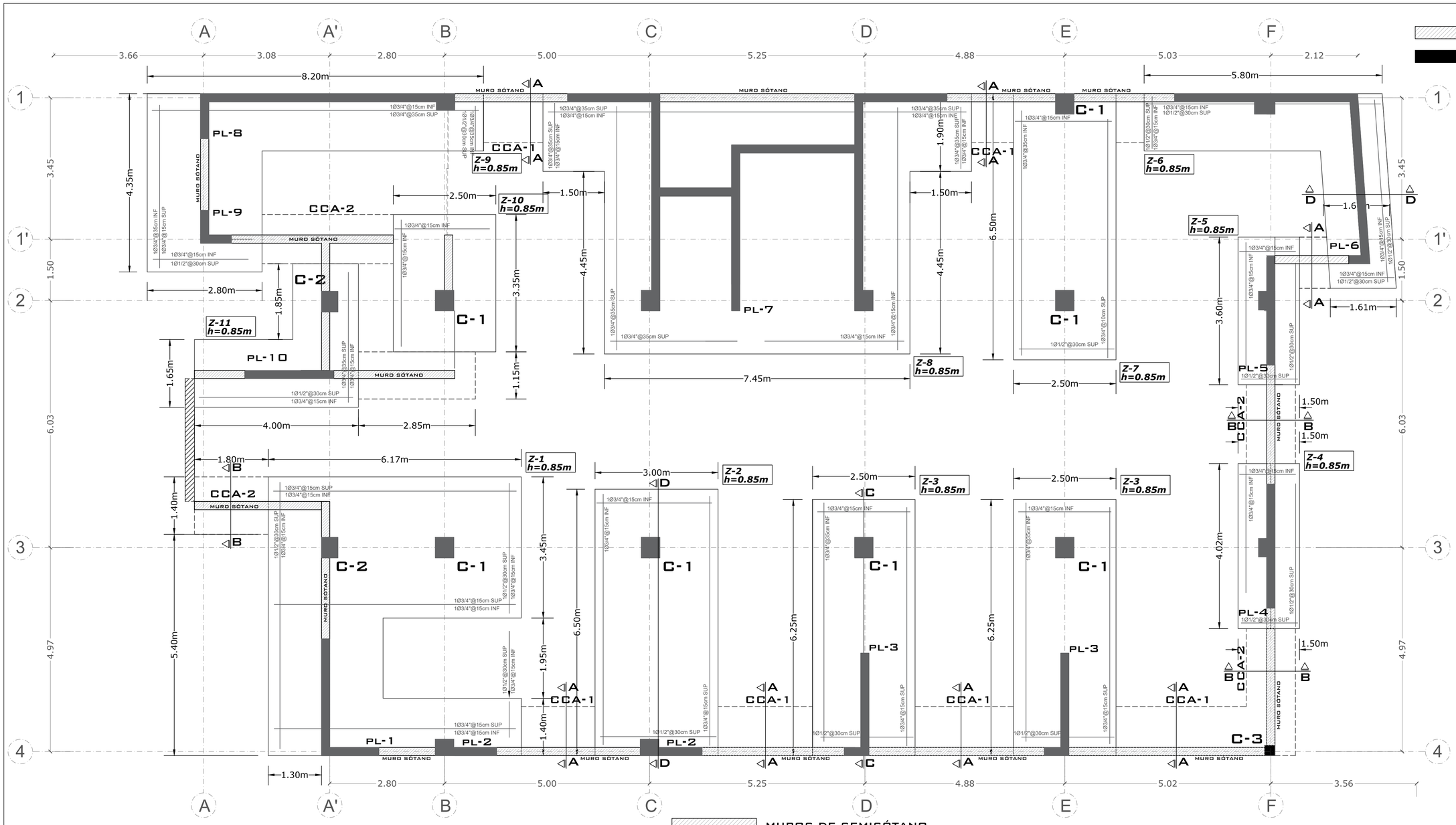
CORTE B-B

ESC: 1/50

TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO		
TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO		LAMINA:	FECHA: DICIEMBRE 2019
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO: CORTE B-B	A-08	08/08
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA			

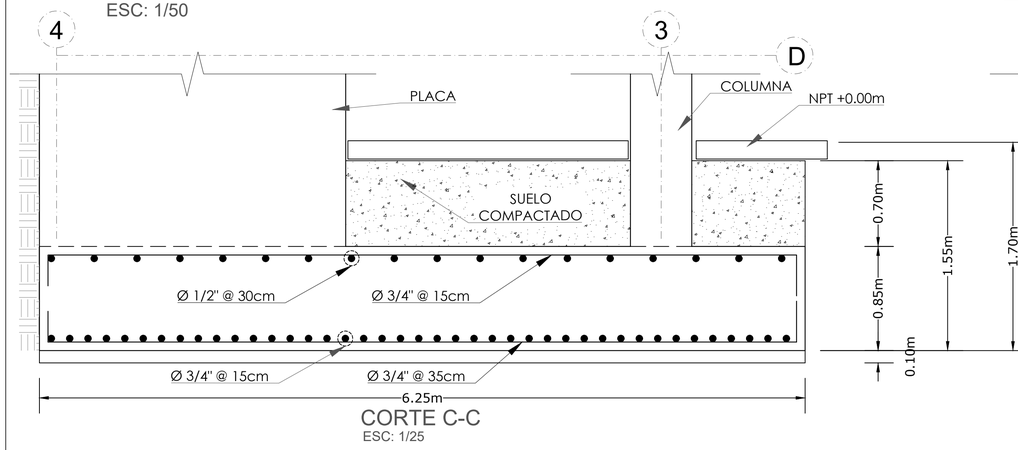
MUROS DE SEMISÓTANO

PLACAS Y COLUMNAS DE CONCRETO



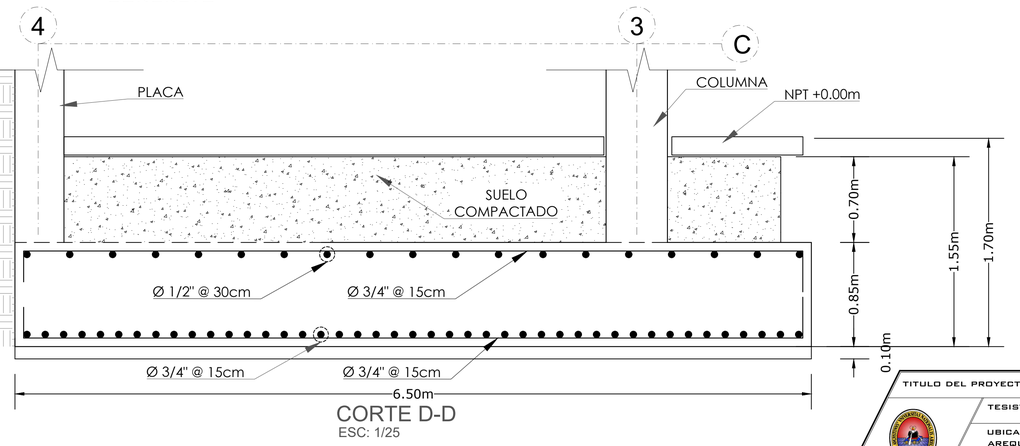
CIMENTACIÓN

ESC: 1/50



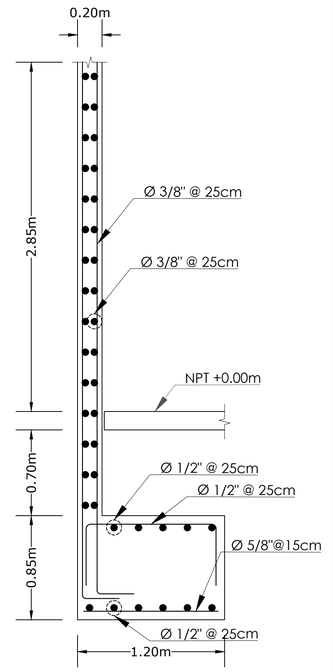
CORTE C-C

ESC: 1/25



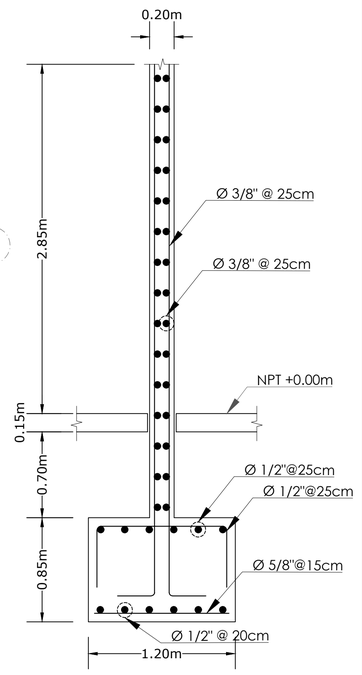
CORTE D-D

ESC: 1/25



CORTE A-A

ESC: 1/25



CORTE B-B

ESC: 1/25

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

PLANO: CIMENTACIONES

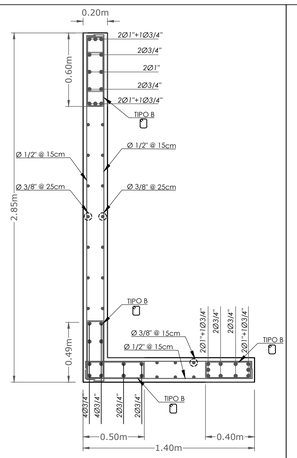
LAMINA: E-01

FECHA: DICIEMBRE 2019

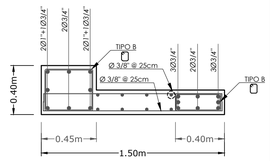
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

01/11

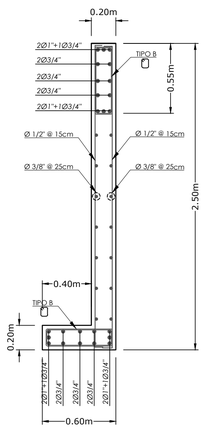
DETALLE DE PLACAS



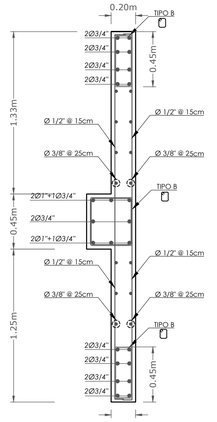
PL−1
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



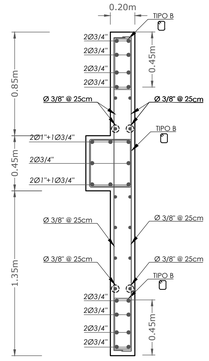
PL−2
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



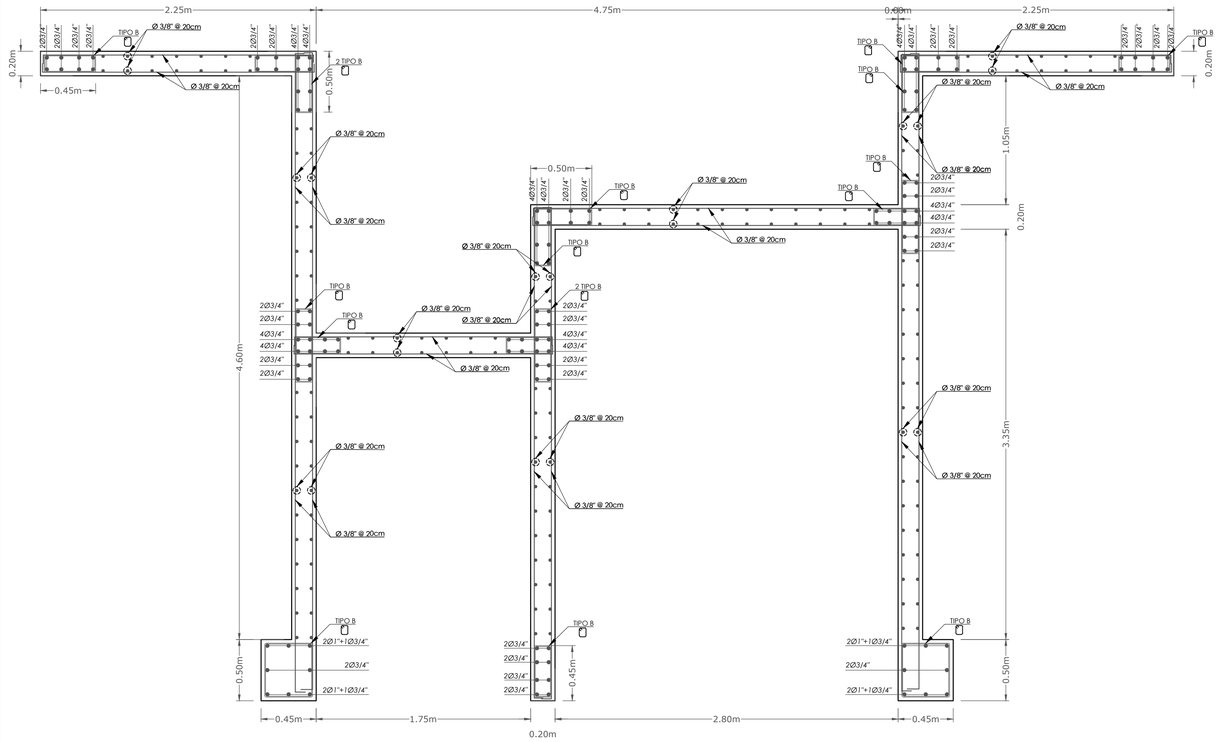
PL−3
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



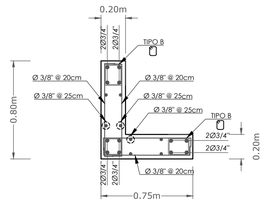
PL−4
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



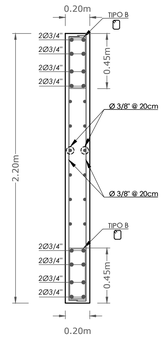
PL−5
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



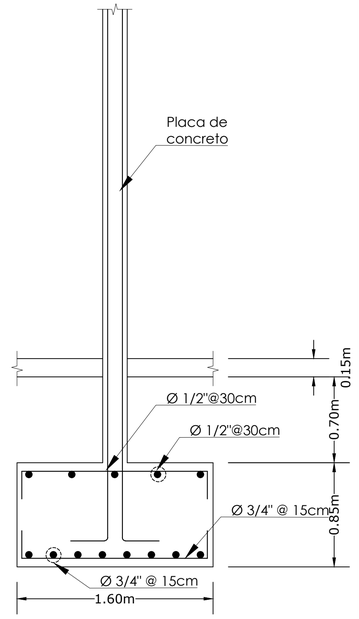
PL−7
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



PL−9
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



PL−10
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



CORTE D-D
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :
  - PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
  - LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
  - ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
  - CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.
- ACERO : (ASTM A-615)
  - Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2
- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :
  - Resistencia del Terreno (SW−SM) = 2.75 Kg/cm2.
  - profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = − 1.70 m del NNT.
- RECUBRIMIENTOS LIBRES :
  - Losa : 2.0 cms.
  - Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
  - Zapatas : 7.0 cms.
  - Muros de sostenimiento:
    - Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
    - Cara encofrada : 2.0 cms.
- CARGAS PERMANENTES :
  - Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
  - Tabiquería : especificada
  - Peso específico albañilería : 1350 Kg/m3.
  - Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.
- SOBRECARGAS .
  - Indicadas.
- AGREGADOS :
  - d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
  - d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.
- IMPORTANTE :
  1. Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
  2. En las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
  3. Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
  4. Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
  5. Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
  6. Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
  7. Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
  8. Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.
- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:
  1. No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Éstos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de ingeniería).
  2. Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

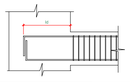
PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES

A.− Sistema Estructural Sismo−Resistente:
Muros de corte y porticos

B.− Parámetros Para Definir Fuerza Sísmica:

ESPECTRO DE DISEÑO			
Z	0.35	Factor de Zona	Arequipa
S	1.15	Factor de Suelo	Arena Gravosa
Tp	0.6	Periodo	Arena Gravosa
U	1.0	Factor de Uso	VIVIENDA
Rx	4.5	Coeficiente de Reducción	MUROS ESTRUTURALES IRREGULARIDAD TORSIONAL
Ry	4.5	Coeficiente de Reducción	MUROS ESTRUTURALES IRREGULARIDAD TORSIONAL

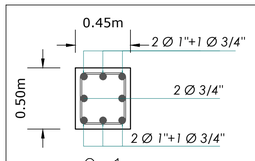
DESPLAZAMIENTOS	
Desplaz. Relativo Máx. Admisible	0.007
Dirección X−X	0.0034
Dirección Y−Y	0.0055



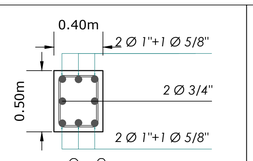
Diámetro	ld tracción	ld (*) tracción Barras Sup.
3/8"	30	42
1/2"	32	45
5/8"	40	56
3/4"	50	70
1"	90	125

(*) Barras Sup. : Barras Horizontales que tengan por debajo más de 30 cm. de Concreto Fresco.

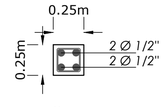
DETALLE DE COLUMNAS



C−1
f'c = 210 Kg/cm2.
1 TIPO A
ESC: 1:25



C−2
f'c = 210 Kg/cm2.
1 TIPO A
ESC: 1:25



C−3
f'c = 210 Kg/cm2.
1 TIPO A
ESC: 1:25

ESTRIBOS COLUMNAS Y PLACAS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO
Ⓐ	3/8"	3 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.
Ⓑ	3/8"	3 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA MAÑARI RAMIRO ALONSO

UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

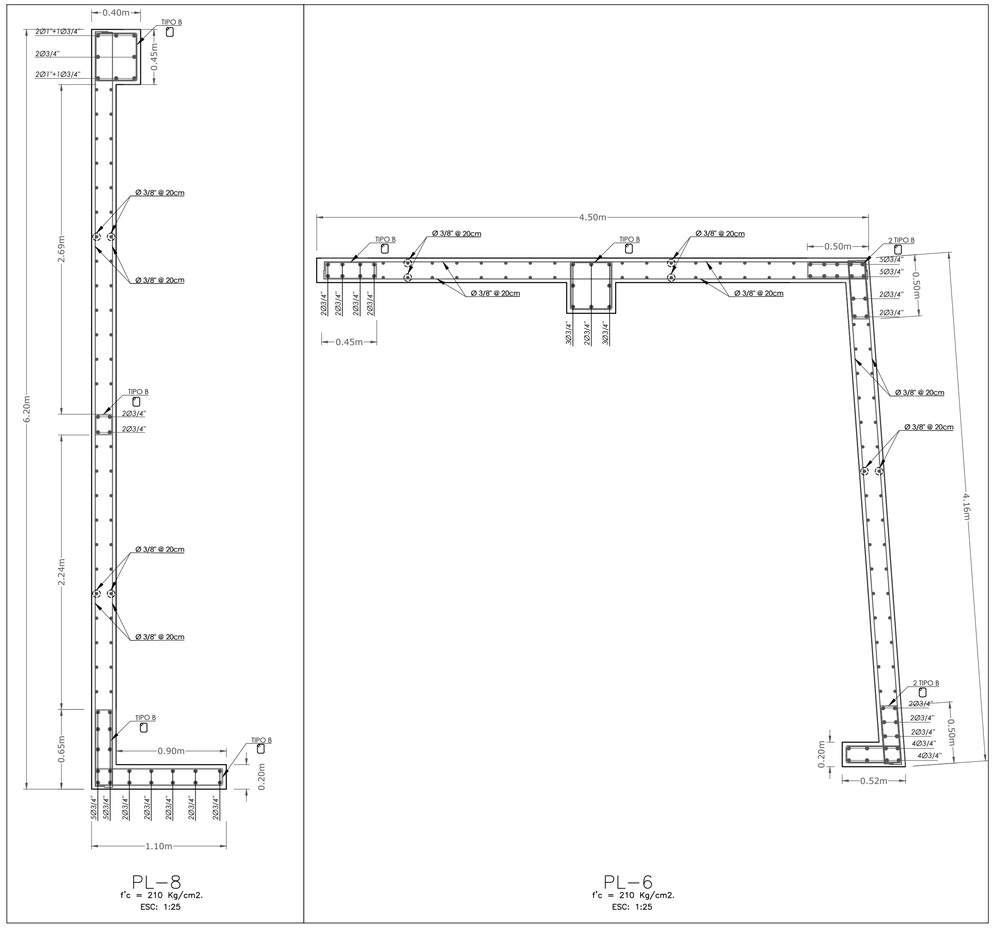
PLANO: CORTES ESTRUCTURALES COLUMNAS-PLACAS Y CIMIENTOS

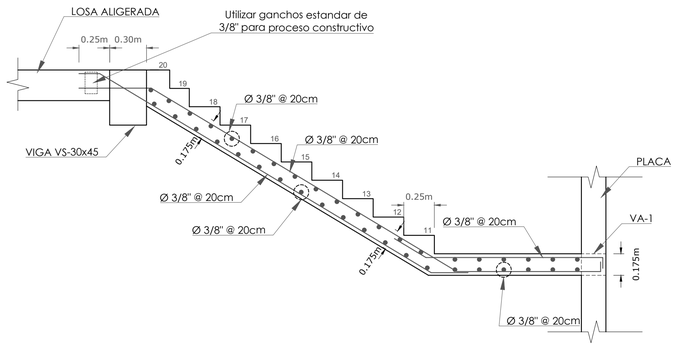
LAMINA: E-02 02/11

FECHA: DICIEMBRE 2019

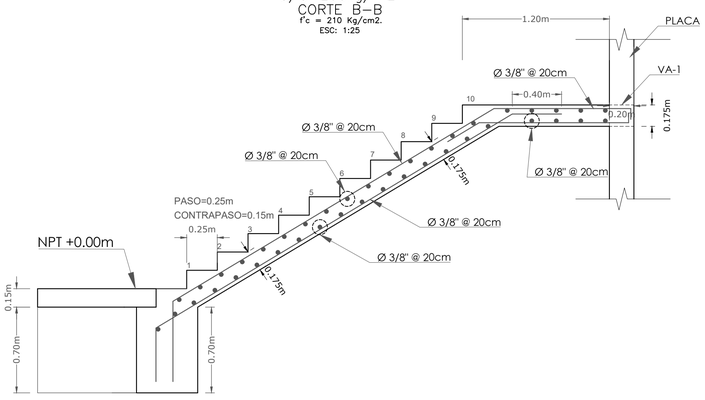
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

DETALLE DE PLACAS

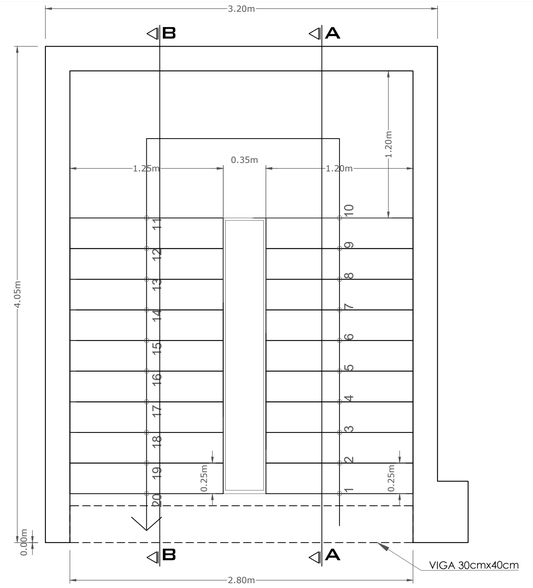




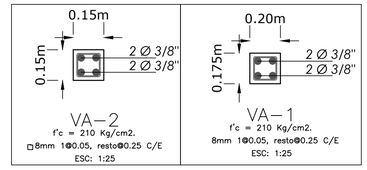
DETALLE DE ESCALERA
S/C=200kg/m2
CORTE B–B
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



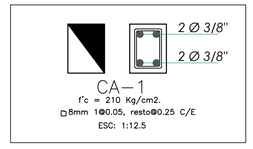
DETALLE DE ESCALERA
S/C=200kg/m2
CORTE A–A
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25

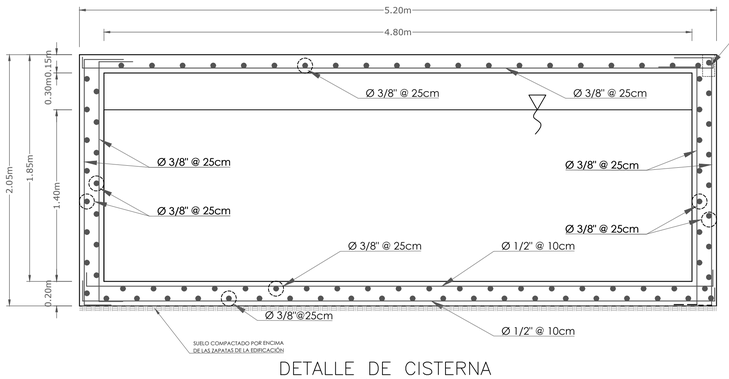


DETALLE DE ESCALERA
S/C=200kg/m2
PLANIMETRÍA
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25

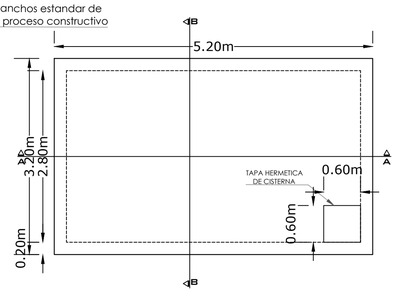


DETALLE DE COLUMNA DE AMARRE

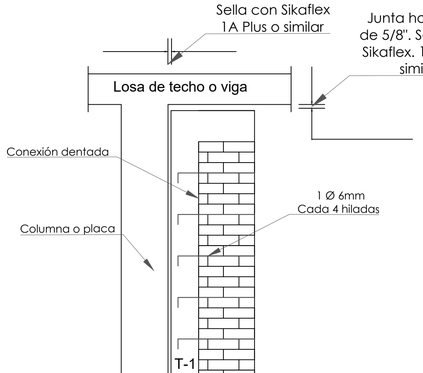




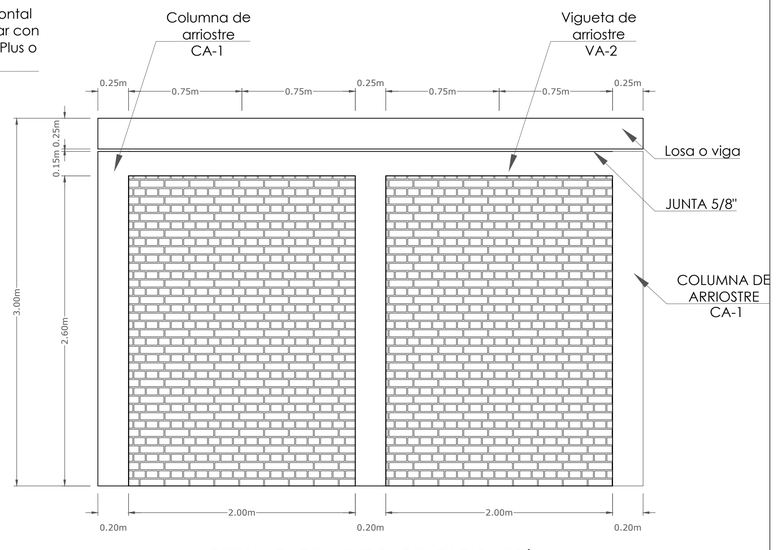
DETALLE DE CISTERNA
CORTE A–A
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



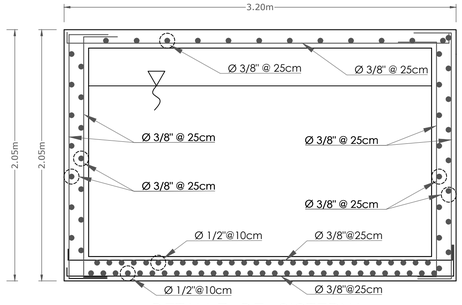
DETALLE DE CISTERNA
PLANIMETRÍA
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:50



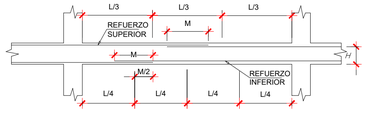
ARRIOSTRE DE TABIQUERIA
ESC: 1:25



DETALLE DE MURO DE TABIQUERÍA
ESC: 1:25



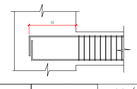
DETALLE DE CISTERNA
CORTE B–B
f'c = 210 Kg/cm2.
ESC: 1:25



VALORES DE M PARA 50 % O MENOS DE VARILLAS CORTADAS (*)			
VARILLAS	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
Ø	H=CUALQ.	H<=.30 m	H>.30 m
3/8"	40	40	55
1/2"	45	45	60
5/8"	55	55	75
3/4"	65	65	90
1"	115	115	165

(*) En caso de cortar el 100 % de Varillas incrementar la longitud de empalme en 60 %

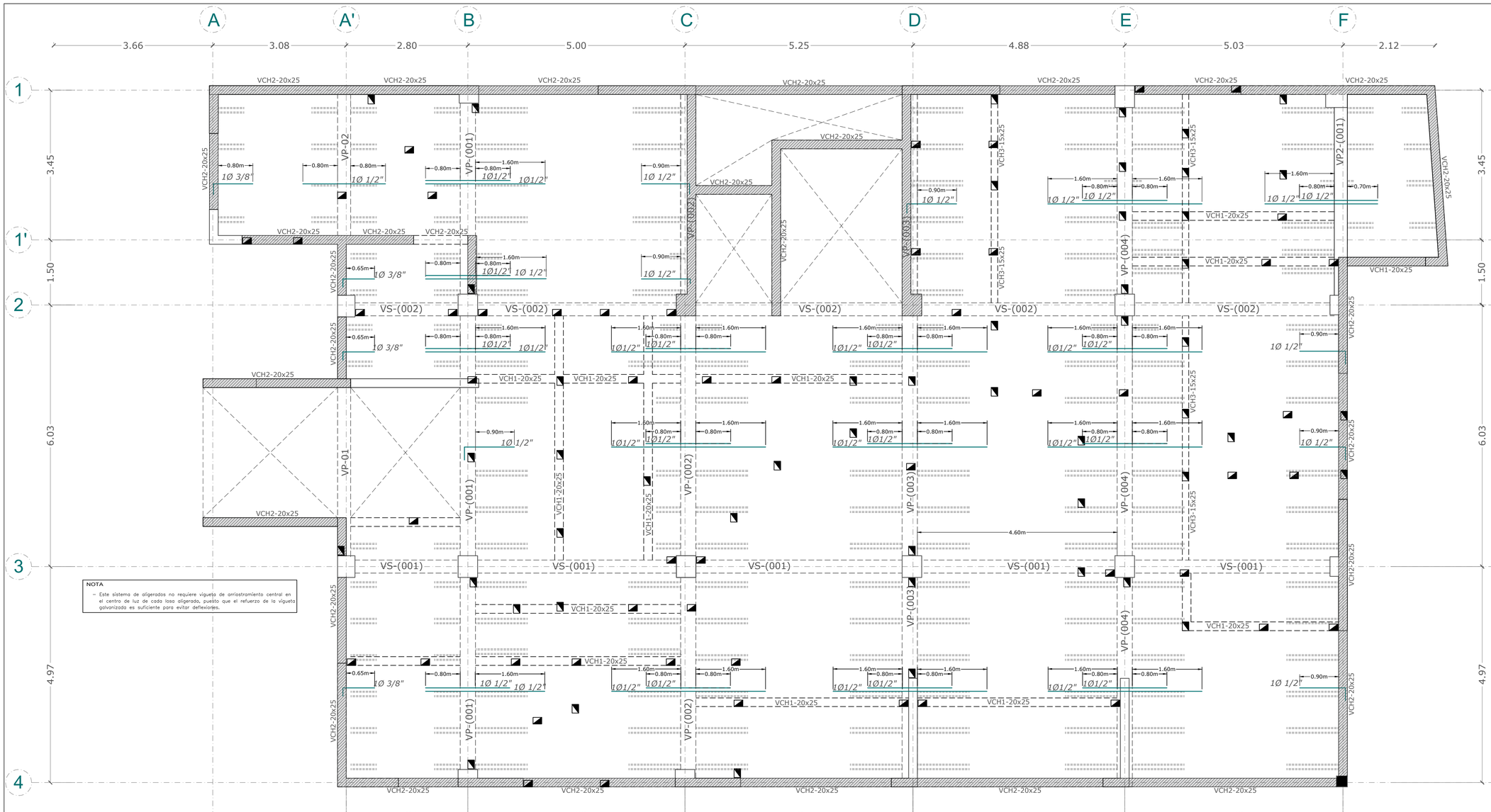
EMPALMES EN VIGAS
LOCALIZACION Y LONGITUD



Diámetro	ld traccion	ld (*) traccion Barras Sup.
3/8"	30	42
1/2"	32	45
5/8"	40	56
3/4"	50	70
1"	90	125

(*) Barras Sup. : Barras Horizontales que tengan por debajo más de 30 cm. de Concreto Fresco.

TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO		
TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO		LAMINA:	FECHA: DICIEMBRE 2019
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO: CORTES ESTRUCTURALES PLACAS-CISTERNA Y ESCALERAS	E-03	03/11
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA			



NOTA

– Este sistema de aligerados no requiere vigueta de arriostramiento central en el centro de luz de cada losa aligerada, puesto que el refuerzo de la vigueta galvanizada es suficiente para evitar deflexiones.

ALIGERADO SEMISÓTANO

ESC: 1/50

S/C: 200kg/m2

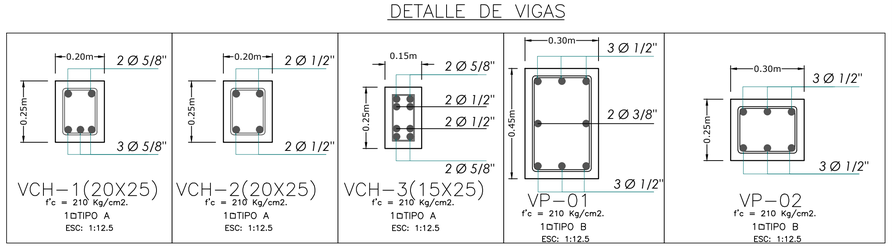
ESTRIBOS VIGAS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO	ESTRIBOS
Ⓐ	3/8"	1 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓑ	3/8"	1 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓒ	3/8"	3 @ 0.05 - Resto @ 0.10 c/extremo.	

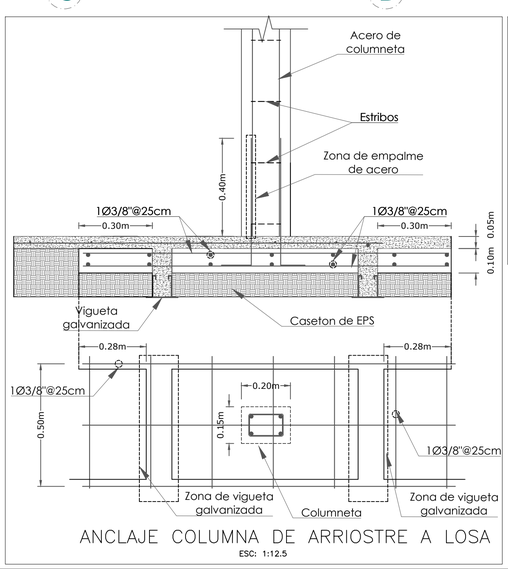
NOTA

– Este sistema de aligerados no requiere vigueta de arriostramiento central en el centro de luz de cada losa aligerada, puesto que el refuerzo de la vigueta es suficiente.

DETALLE DE VIGAS

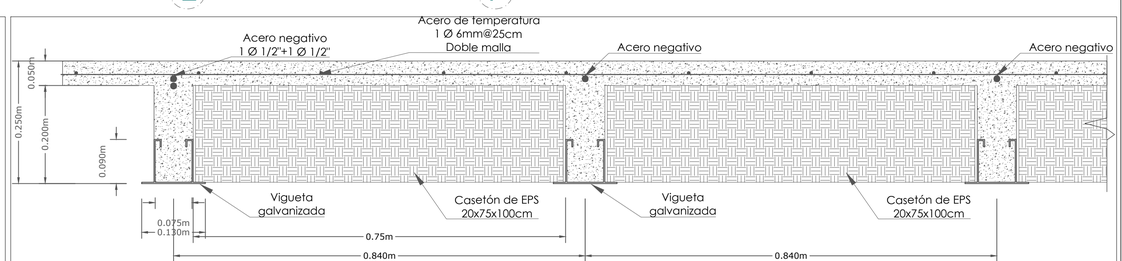


ANCLAJE COLUMNA DE ARRIOSTRE A LOSA



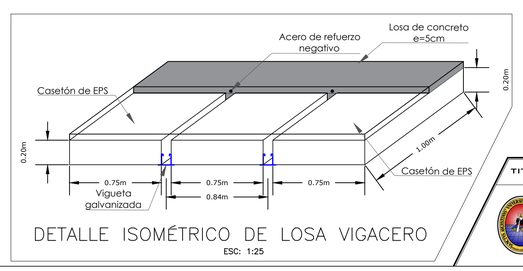
ESC: 1:12.5

CORTE DE SISTEMA DE ALIGERADOS VIGACERO



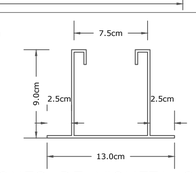
ESC: 1:5

DETALLE ISOMÉTRICO DE LOSA VIGACERO



ESC: 1:25

DIMENSIONES DE VIGUETA GALVANIZADA



ESC: 1:5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

– PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
– LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
– ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
– CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

– Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

– Resistencia del Terreno (SW–SM) = 2.75 Kg/cm2.
– profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = – 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

– Losa : 2.0 cms.
– Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
– Zapatas : 7.0 cms.
– Muros de sostenimiento:
Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
Cara encofrada 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

– Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiquería : especificada
– Peso específico albañilería : 1350 Kg/m3.
– Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS .

– Indicadas.

- AGREGADOS :

d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.– Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.– El las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.– Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.– Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.– Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.– Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.– Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.– Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.– No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.– Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

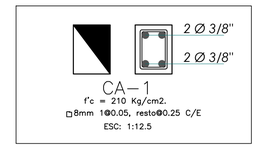
- VIGUETA VIGACERO :

– Acero estructural conformado según especificaciones ASTM A653, ASTM a1008
– Viguetas de acero galvanizado:
– Esfuerzo de fluencia mínimo Fy(min)=2530kg/cm2
– Esfuerzo de fluencia máximo Fy(max)=3000kg/cm2
– Propiedades físicas:
– Espesor: e=1.5mm
– Ancho: e=130mm
– Altura: e=90mm
– Peso: 4.86kg/ml
– Resistencia:
Según el tipo de proyecto y con ayuda del manual técnico Vigacero tenemos para el siguiente proyecto:
Distancia maxima entre apoyos: d=4.80m
Carga última para viguetas: q=1354kg/m2
Carga demandada para el proyecto: q=1005kg/m2

- CASETO DE POLIESTIRENO (EPS) :

– Propiedades físicas:
– Espesor: e=15cm
– Ancho: a=75cm
– Largo: L=100cm
– Peso: 1.7kg/ml
– Densidad: 15kg/m3
– Comportamiento Físico–Químico
Material incombustible, que contiene agente ignífugo(No propaga llama), por lo que se trata de un material auto extinguible.

DETALLE DE COLUMNA DE AMARRE



TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

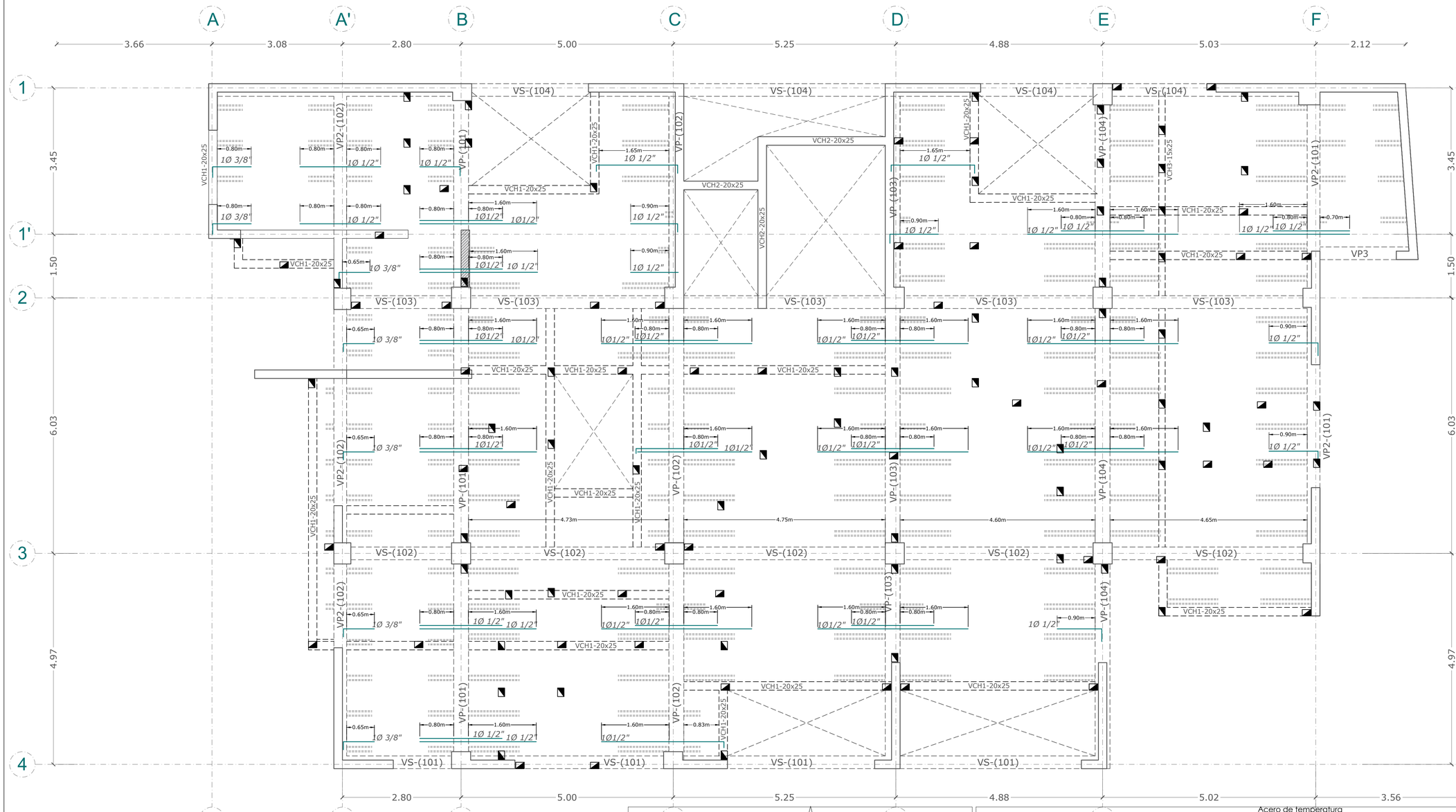
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

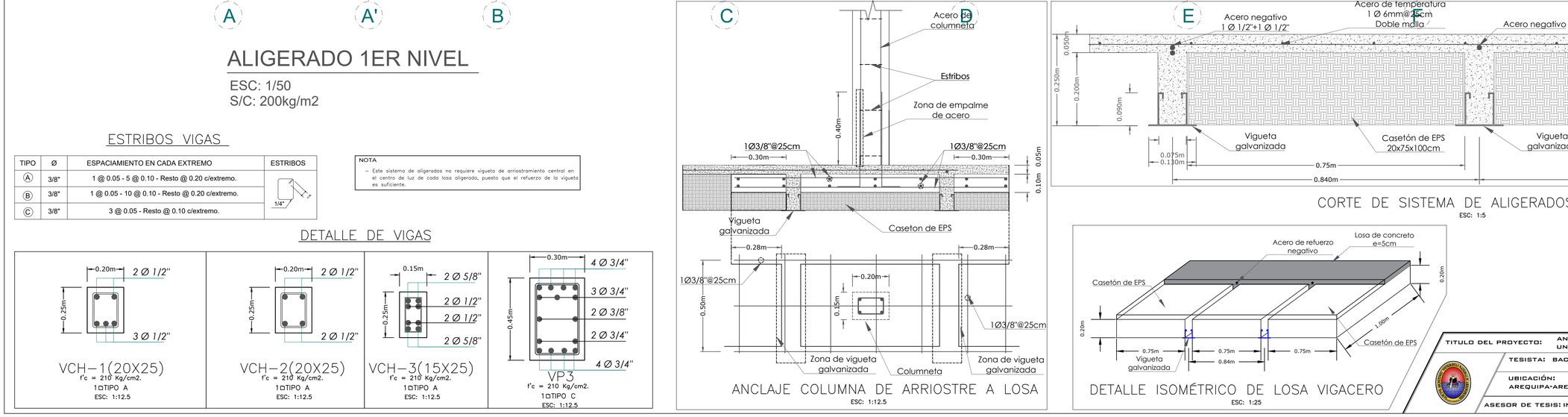
PLANO: ALIGERADO SEMISÓTANO

LAMINA: E-04 04/11

FECHA: DICIEMBRE 2019

ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA





ALIGERADO 1ER NIVEL

ESC: 1/50
S/C: 200kg/m2

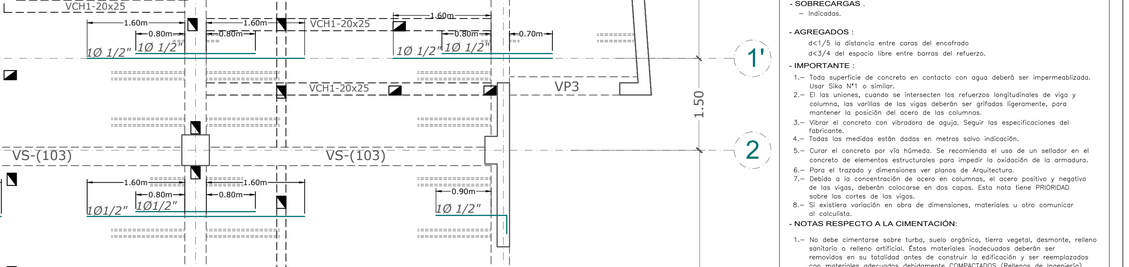
ESTRIBOS VIGAS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO	ESTRIBOS
Ⓐ	3/8"	1 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	1/4"
Ⓑ	3/8"	1 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓒ	3/8"	3 @ 0.05 - Resto @ 0.10 c/extremo.	

NOTA
- Este sistema de aligerados no requiere vigueta de arriostramiento central en el centro de luz de cada losa aligerada, puesto que el refuerzo de la vigueta es suficiente.

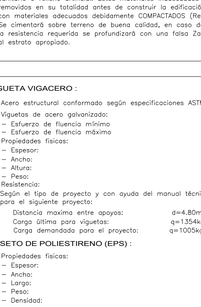
DETALLE DE VIGAS

ANCLAJE COLUMNA DE ARRIOSTRE A LOSA
ESC: 1:12.5



CORTE DE SISTEMA DE ALIGERADOS VIGACERO
ESC: 1:5

DETALLE ISOMÉTRICO DE LOSA VIGACERO
ESC: 1:25



DIMENSIONES DE VIGUETA GALVANIZADA
ESC: 1:5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

- PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
- LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

- Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

- Resistencia del Terreno (SM-SM) = 2.75 Kg/cm2.
- profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = - 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Losa : 2.0 cms.
- Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
- Zapatas : 7.0 cms.
- Muros de sostenimiento:
  - Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
  - Cara encofrado : 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiquería : especificada
- Peso específico albañilería : 1350 Kg/m3.
- Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS .

- Indicadas.

- AGREGADOS :

d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.- Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.- El las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.- Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.- Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.- Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.- Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.- Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.- Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.- No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.- Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

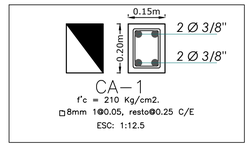
- VIGUETA VIGACERO :

- Acero estructural conformado según especificaciones ASTM A653, ASTM a1008
- Viguetas de acero galvanizado:
  - Esfuerzo de fluencia mínimo Fy(min)=2530kg/cm2
  - Esfuerzo de fluencia máximo Fy(max)=3000kg/cm2
- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=1.5mm
  - Ancho: e=130mm
  - Altura: e=90mm
  - Peso: 4.86kg/ml
- Resistencia:
  Según el tipo de proyecto y con ayuda del manual técnico Vigacero tenemos para el siguiente proyecto:
  - Distancia maxima entre apoyos: d=4.80m
  - Carga última para viguetas: q=1354kg/m2
  - Carga demandada para el proyecto: q=1005kg/m2

- CASETO DE POLIESTIRENO (EPS) :

- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=15cm
  - Ancho: a=75cm
  - Largo: L=100cm
  - Peso: 1.7kg/ml
  - Densidad: 15kg/m3
- Comportamiento Físico-Químico
  Material incombustible, que contiene agente ignífugo(No propaga llama), por lo que se trata de un material auto extinguible.

DETALLE DE COLUMNA AMARRE



TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

PLANO: ALIGERADO PRIMER NIVEL

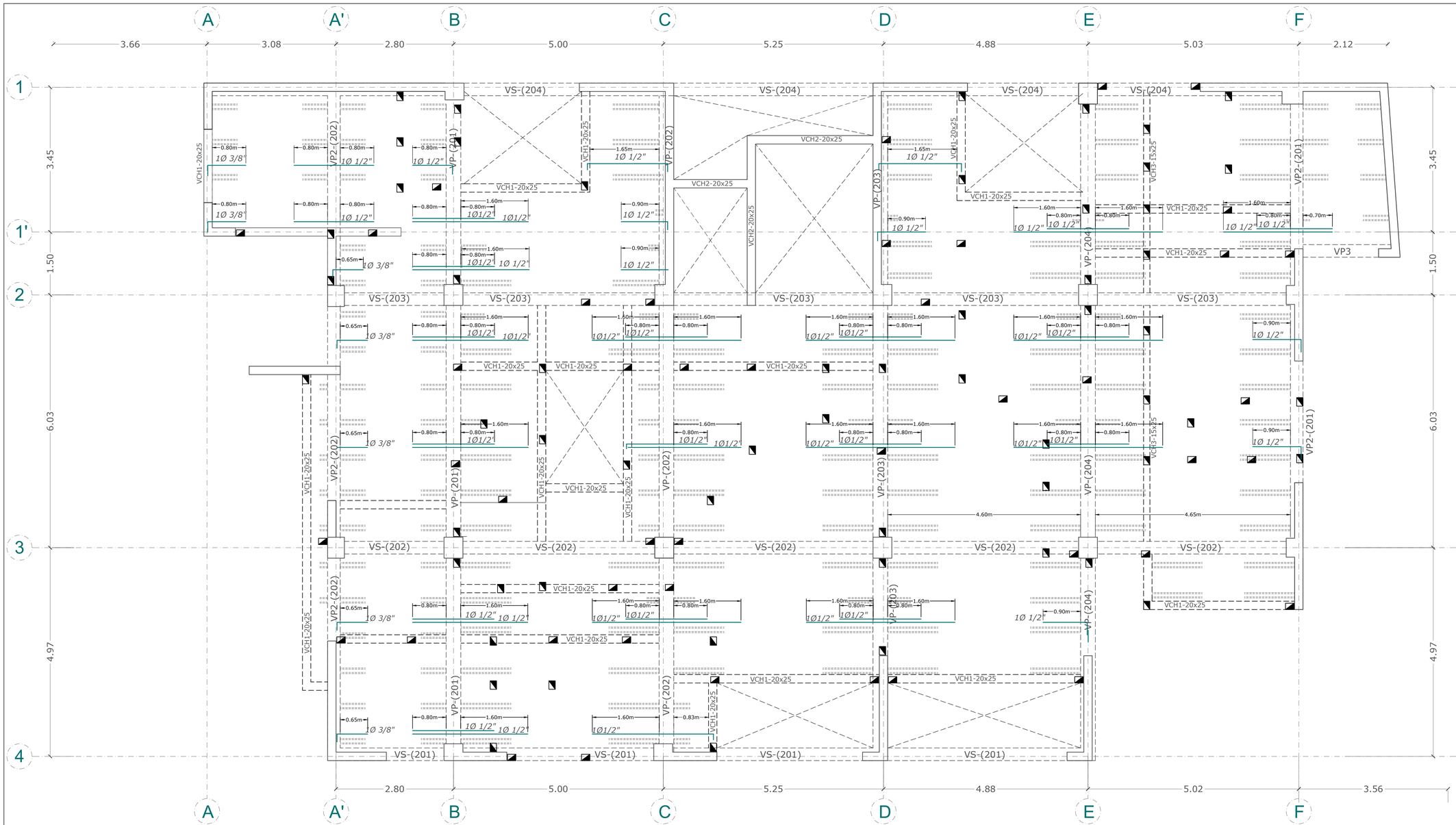
LAMINA: E-05 05/11

FECHA: DICIEMBRE 2019

ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

ALIGERADO 2DO NIVEL-4TO NIVEL-6TO NIVEL

ESC: 1/50
S/C: 200kg/m2



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

- PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
- LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

- Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

- Resistencia del Terreno (SW–SM) = 2.75 Kg/cm2.
- profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = – 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Losa : 2.0 cms.
- Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
- Zapatas : 7.0 cms.
- Muros de sostenimiento:
  - Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
  - Cara encofrada : 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiquería : especificada
- Peso especifico albañilería : 1350 Kg/m3.
- Peso especifico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS .

- Indicadas.

- AGREGADOS :

dc1/5 la distancia entre caras del encofrado
dc3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.– Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.– El las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.– Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.– Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.– Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.– Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.– Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.– Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.– No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.– Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

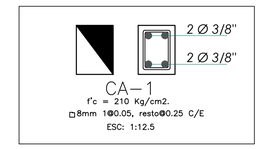
- VIGUETA VIGACERO :

- Acero estructural conformado según especificaciones ASTM A653, ASTM a1008
- Viguetas de acero galvanizado:
  - Esfuerzo de fluencia mínimo Fy(min)=2530kg/cm2
  - Esfuerzo de fluencia máximo Fy(max)=3000kg/cm2
- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=1.5mm
  - Ancho: e=130mm
  - Altura: e=90mm
  - Peso: 4.86kg/ml
- Resistencia:
  Según el tipo de proyecto y con ayuda del manual técnico Vigacero tenemos para el siguiente proyecto:
  - Distancia maxima entre apoyos: d=4.80m
  - Carga última para viguetas: q=1354kg/m2
  - Carga demandada para el proyecto: q=1005kg/m2

- CASETO DE POLIESTIRENO (EPS) :

- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=15cm
  - Ancho: a=75cm
  - Largo: L=100cm
  - Peso: 1.7kg/ml
  - Densidad: 15kg/m3
- Comportamiento Físico–Químico
  Material incombustible, que contiene agente ignífugo(No propaga llama), por lo que se trata de un material auto extinguible.

DETALLE DE COLUMNA DE AMARRE



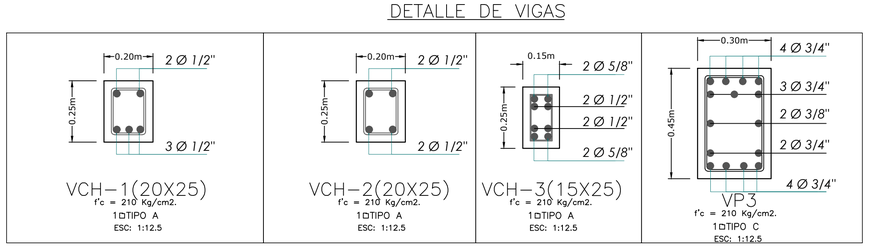
CA–1
f'c = 210 Kg/cm2.
□8mm 1@0.05, resto@0.25 C/E
ESC: 1:12.5

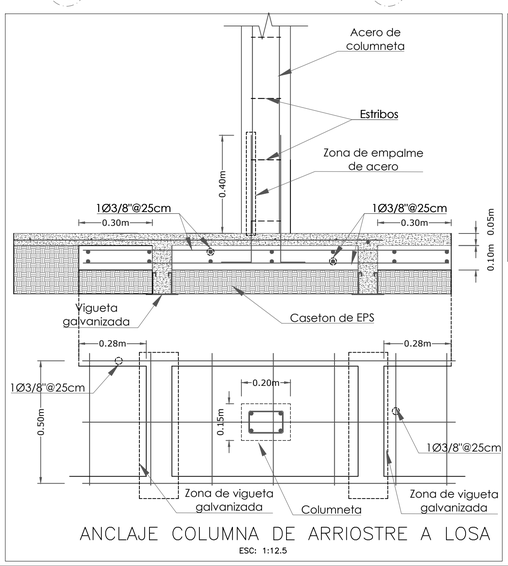
ESTRIBOS VIGAS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO	ESTRIBOS
Ⓐ	3/8"	1 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓑ	3/8"	1 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓒ	3/8"	3 @ 0.05 - Resto @ 0.10 c/extremo.	

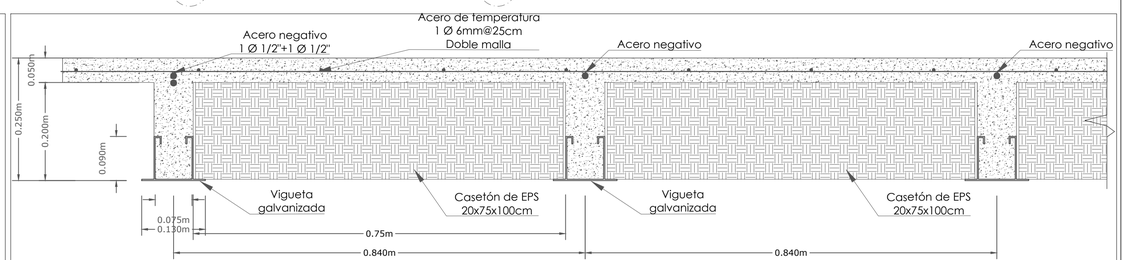
NOTA
– Este sistema de aligerados no requiere vigueta de arriostramiento central en el centro de luz de cada losa aligerada, puesto que el refuerzo de la vigueta es suficiente.

DETALLE DE VIGAS

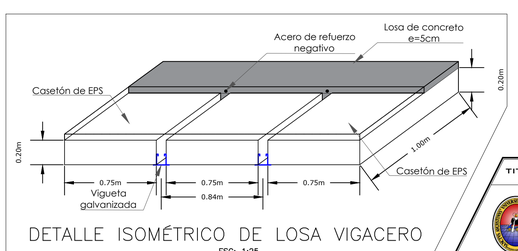




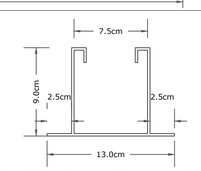
ANCLAJE COLUMNA DE ARRIOSTRE A LOSA
ESC: 1:12.5



CORTE DE SISTEMA DE ALIGERADOS VIGACERO
ESC: 1:5

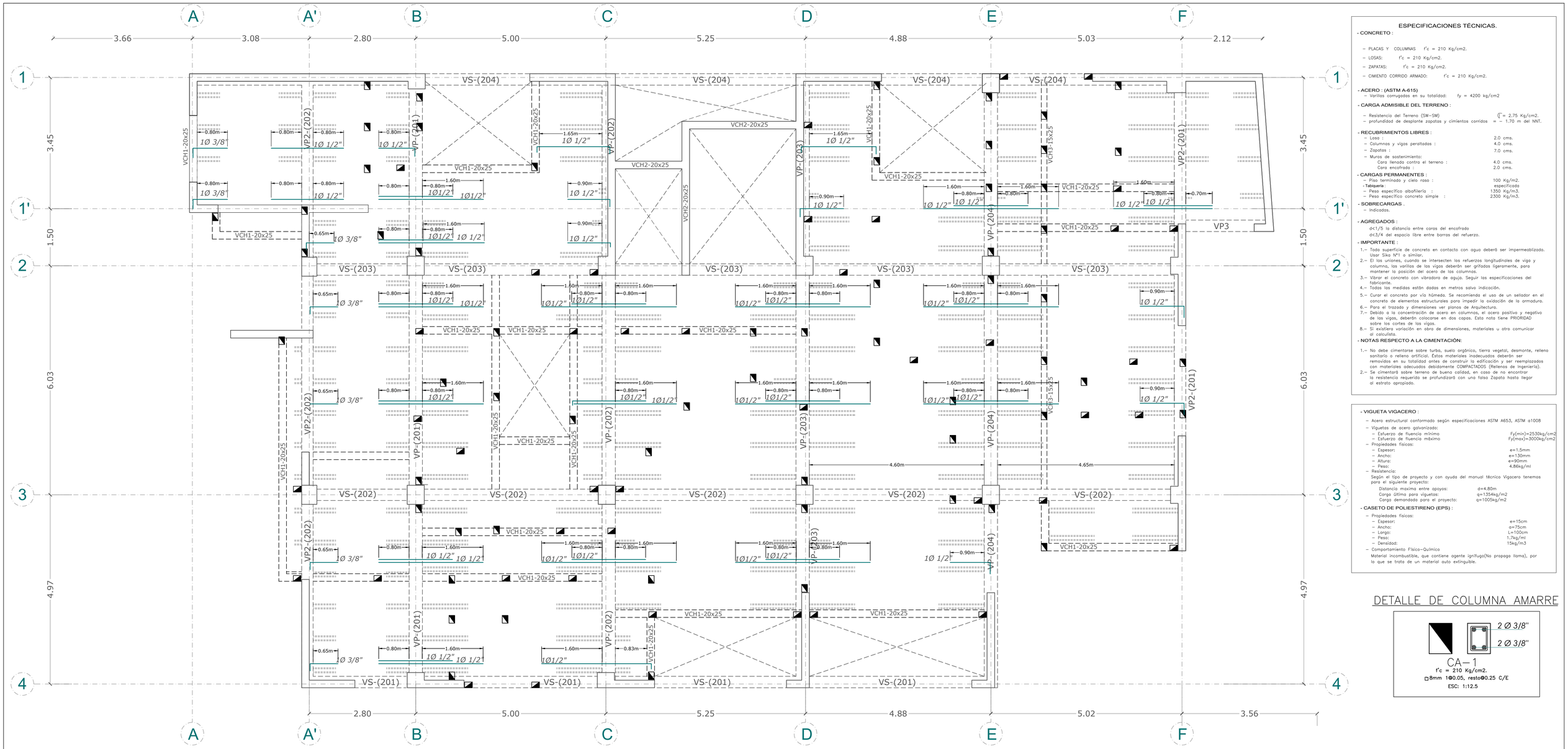


DETALLE ISOMÉTRICO DE LOSA VIGACERO
ESC: 1:25



DIMENSIONES DE VIGUETA GALVANIZADA
ESC: 1:5

TITULO DEL PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO
TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO	LAMINA: E-06 / 06/11 — FECHA: DICIEMBRE 2019
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO: ALIGERADO 2DO-4TO Y 6TO NIVEL
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA	



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

- PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
- LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

- Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

- Resistencia del Terreno (SW–SM) $\bar{\sigma}$ = 2.75 Kg/cm2.
- profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = – 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Losa : 2.0 cms.
- Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
- Zapatas : 7.0 cms.
- Muros de sostenimiento:
  - Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
  - Cara encofrada : 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiquería : especificada
- Peso específico albañilería : 1350 Kg/m3.
- Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS .

- Indicadas.

- AGREGADOS :

d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.– Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.– El las uniones, cuando se intersecten las refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.– Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.– Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.– Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.– Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.– Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.– Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.– No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.– Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

- VIGUETA VIGACERO :

- Acero estructural conformado según especificaciones ASTM A653, ASTM a1008
- Viguetas de acero galvanizado:
  - Esfuerzo de fluencia mínimo Fy(min)=2530kg/cm2
  - Esfuerzo de fluencia máximo Fy(max)=3000kg/cm2
- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=1.5mm
  - Ancho: e=130mm
  - Altura: e=90mm
  - Peso: 4.86kg/ml
- Resistencia:
  Según el tipo de proyecto y con ayuda del manual técnico Vigacero tenemos para el siguiente proyecto:
  - Distancia maxima entre apoyos: d=4.80m
  - Carga última para viguetas: q=1354kg/m2
  - Carga demandada para el proyecto: q=1005kg/m2

- CASETO DE POLIESTIRENO (EPS) :

- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=15cm
  - Ancho: a=75cm
  - Largo: L=100cm
  - Peso: 1.7kg/ml
  - Densidad: 15kg/m3
- Comportamiento Físico–Químico
  Material incombustible, que contiene agente ignífugo(No propaga llama), por lo que se trata de un material auto extinguible.

DETALLE DE COLUMNA AMARRE

ALIGERADO 3ER NIVEL-5TO NIVEL

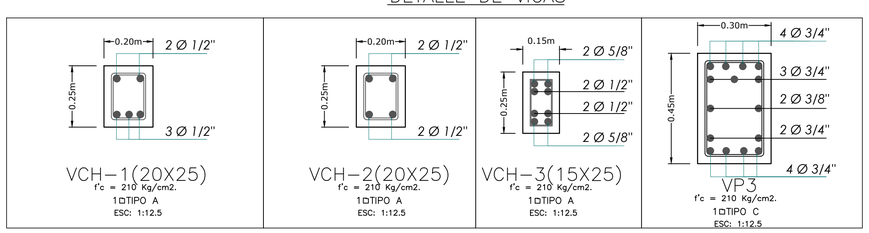
ESC: 1/50
S/C: 200kg/m2

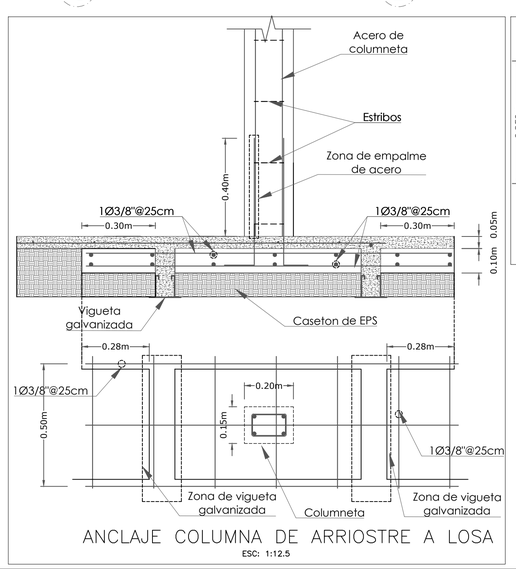
ESTRIBOS VIGAS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO	ESTRIBOS
Ⓐ	3/8"	1 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓑ	3/8"	1 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓒ	3/8"	3 @ 0.05 - Resto @ 0.10 c/extremo.	

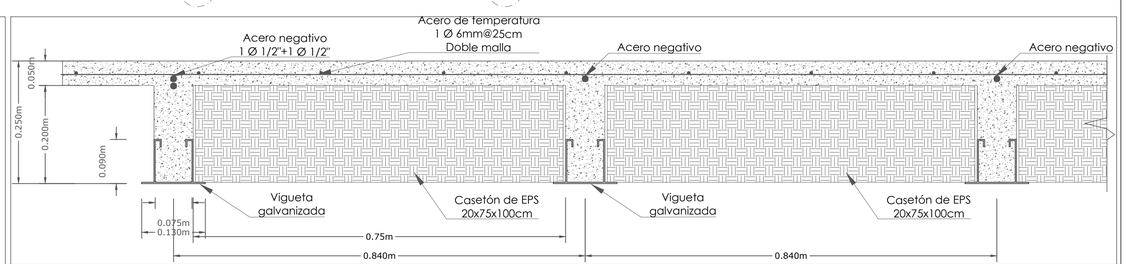
NOTA
– Este sistema de aligerados no requiere vigueta de arriostramiento central en el centro de luz de cada losa aligerada, puesto que el refuerzo de la vigueta es suficiente.

DETALLE DE VIGAS

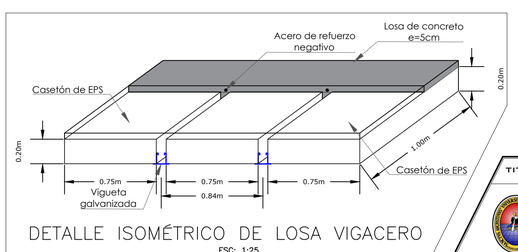




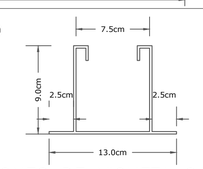
ANCLAJE COLUMNA DE ARRIOSTRE A LOSA
ESC: 1:12.5



CORTE DE SISTEMA DE ALIGERADOS VIGACERO
ESC: 1:5



DETALLE ISOMÉTRICO DE LOSA VIGACERO
ESC: 1:25



DIMENSIONES DE VIGUETA GALVANIZADA
ESC: 1:5

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

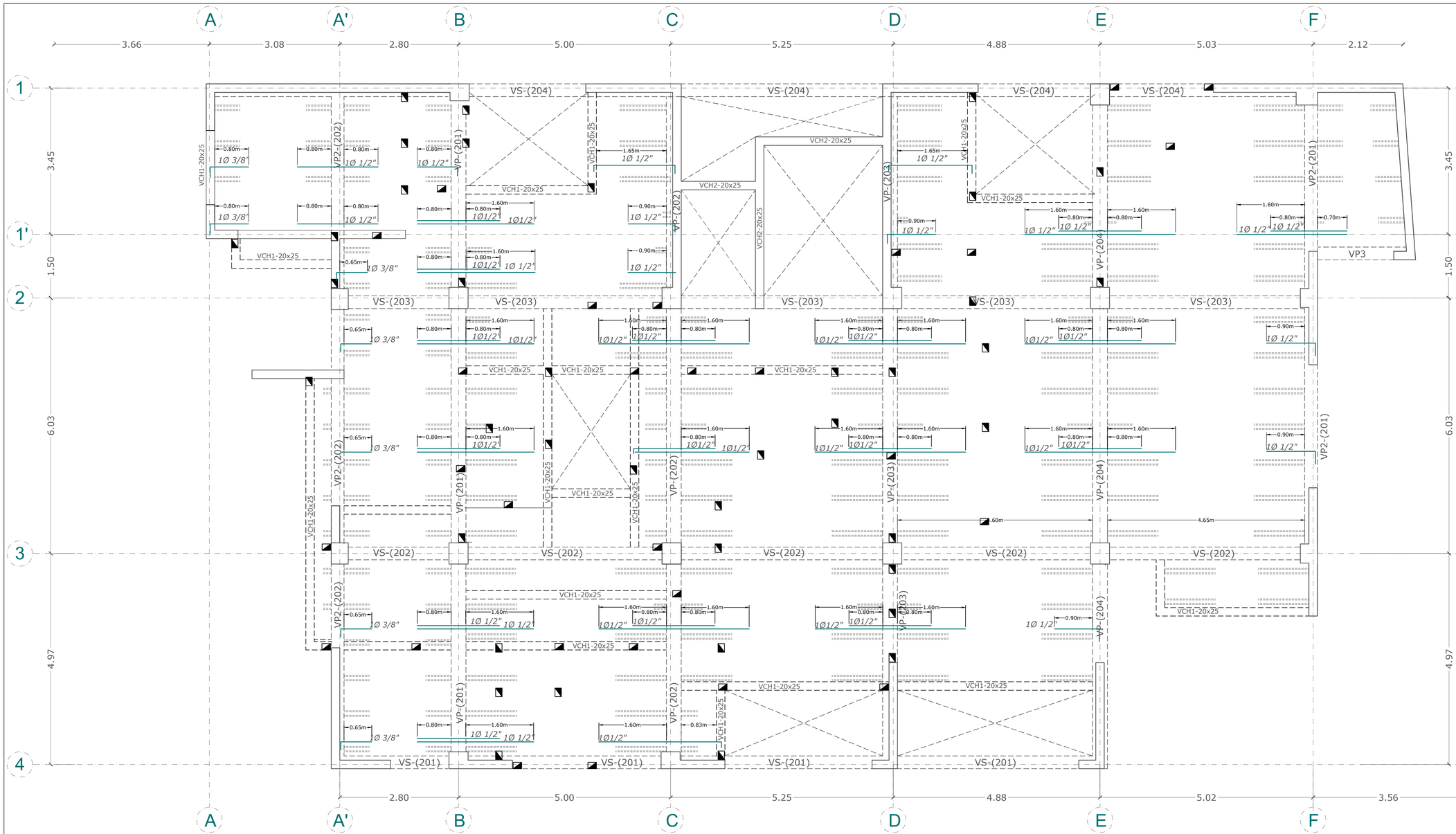
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

PLANO: ALIGERADO 3ER-5TO NIVEL

LAMINA: E-07 07/11

FECHA: DICIEMBRE 2019

ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

- PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
- LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

- Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

- Resistencia del Terreno (SW-SM) = 2.75 Kg/cm2.
- profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = - 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Losa : 2.0 cms.
- Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
- Zapatas : 7.0 cms.
- Muros de sostenimiento:
  Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
  Cara encofrada : 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiqueria : especificada
- Peso específico albañilería : 1350 Kg/m3.
- Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS .

- Indicadas.

- AGREGADOS :

d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.- Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.- El las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.- Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.- Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.- Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.- Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.- Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.- Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.- No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.- Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

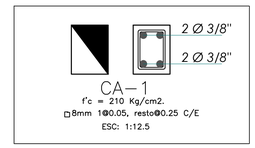
- VIGUETA VIGACERO :

- Acero estructural conformado según especificaciones ASTM A653, ASTM a1008
- Viguetas de acero galvanizado:
  - Esfuerzo de fluencia mínimo Fy(min)=2530kg/cm2
  - Esfuerzo de fluencia máximo Fy(max)=3000kg/cm2
- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=1.5mm
  - Ancho: e=130mm
  - Altura: e=90mm
  - Peso: 4.86kg/ml
- Resistencia:
  Según el tipo de proyecto y con ayuda del manual técnico Vigacero tenemos para el siguiente proyecto:
  Distancia maxima entre apoyos: d=4.80m
  Carga última para viguetas: q=1354kg/m2
  Carga demandada para el proyecto: q=1005kg/m2

- CASETO DE POLIESTIRENO (EPS) :

- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=15cm
  - Ancho: a=75cm
  - Largo: L=100cm
  - Peso: 1.7kg/ml
  - Densidad: 15kg/m3
- Comportamiento Físico-Químico
  Material incombustible, que contiene agente ignífugo(No propaga llama), por lo que se trata de un material auto extinguible.

DETALLE DE COLUMNA AMARRE



CA – 1
f'c = 210 Kg/cm2.
□8mm 1@0.05, resto@0.25 C/E
ESC: 1:12.5

ALIGERADO 7MO NIVEL

ESC: 1/50
S/C: 200kg/m2

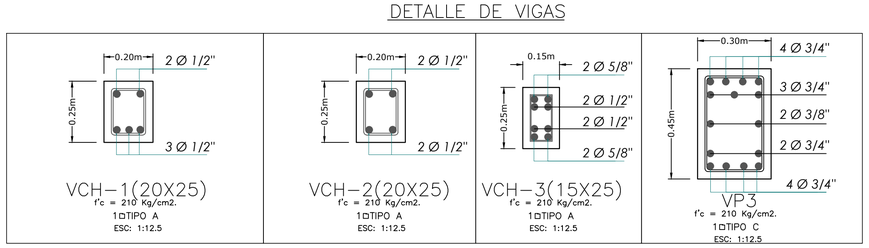
ESTRIBOS VIGAS

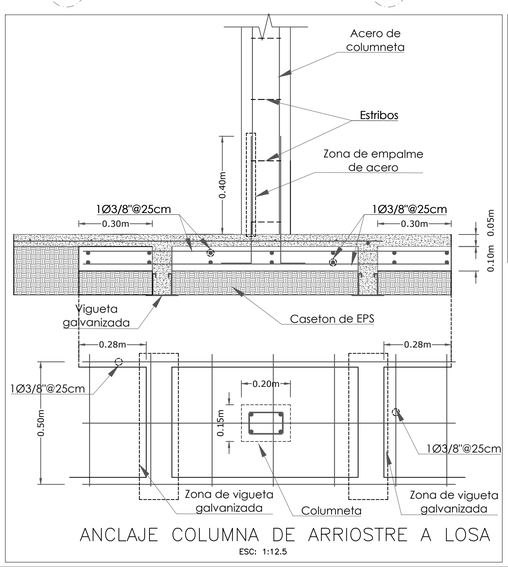
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO	ESTRIBOS
Ⓐ	3/8"	1 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓑ	3/8"	1 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓒ	3/8"	3 @ 0.05 - Resto @ 0.10 c/extremo.	

NOTA

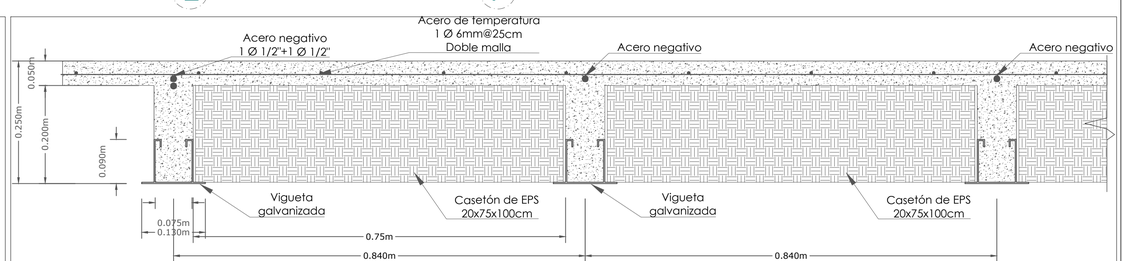
- Este sistema de aligerados no requiere vigueta de arriostramiento central en el centro de luz de cada losa aligerada, puesto que el refuerzo de la vigueta es suficiente.

DETALLE DE VIGAS

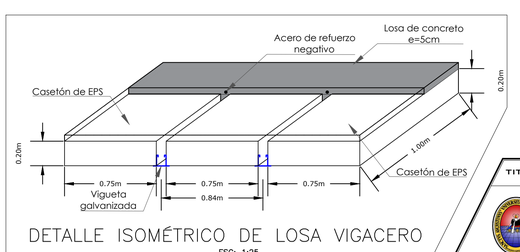




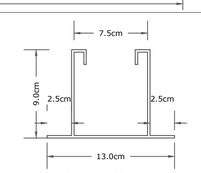
ANCLAJE COLUMNA DE ARRIOSTRE A LOSA
ESC: 1:12.5



CORTE DE SISTEMA DE ALIGERADOS VIGACERO
ESC: 1:5



DETALLE ISOMÉTRICO DE LOSA VIGACERO
ESC: 1:25



DIMENSIONES DE VIGUETA GALVANIZADA
ESC: 1:5

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

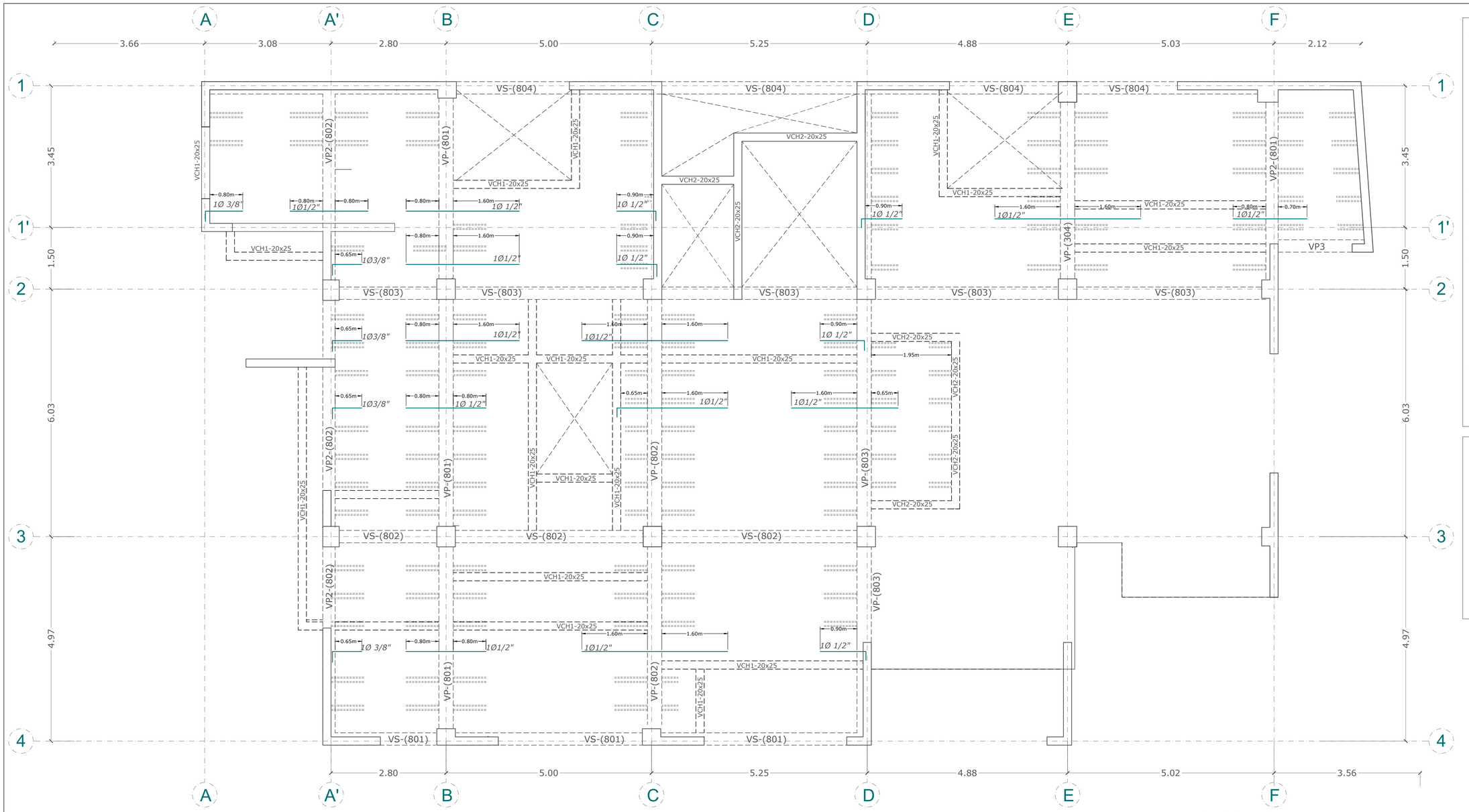
PLANO: ALIGERADO 7MO NIVEL

LAMINA: E-08

FECHA: DICIEMBRE 2019

ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

08/11



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

- PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
- LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

- Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

- Resistencia del Terreno (SW–SM) = 2.75 Kg/cm2.
- profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = – 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Losa : 2.0 cms.
- Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
- Zapatas : 7.0 cms.
- Muros de sostenimiento:
  - Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
  - Cara encofrada : 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiqueria : especificada
- Peso específico albañileria : 1350 Kg/m3.
- Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS .

- Indicadas.

- AGREGADOS :

d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.– Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.– El las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.– Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.– Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.– Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.– Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.– Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.– Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.– No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.– Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

- VIGUETA VIGACERO :

- Acero estructural conformado según especificaciones ASTM A653, ASTM a1008
- Viguetas de acero galvanizado:
  - Esfuerzo de fluencia mínimo Fy(min)=2530kg/cm2
  - Esfuerzo de fluencia máximo Fy(max)=3000kg/cm2
- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=1.5mm
  - Ancho: e=130mm
  - Alturp: e=90mm
  - Peso: 4.86kg/ml
- Resistencia:

Según el tipo de proyecto y con ayuda del manual técnico Vigacero tenemos para el siguiente proyecto:

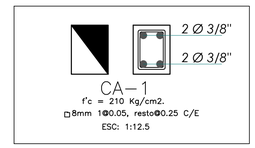
Distancia maxima entre apoyos: d=4.80m
Carga última para viguetas: q=1354kg/m2
Carga demandada para el proyecto: q=1005kg/m2

- CASETO DE POLIESTIRENO (EPS) :

- Propiedades físicas:
  - Espesor: e=15cm
  - Ancho: a=75cm
  - Largo: L=100cm
  - Peso: 1.7kg/ml
  - Densidad: 15kg/m3
- Comportamiento Físico–Químico

Material incombustible, que contiene agente ignífugo(No propaga llama), por lo que se trata de un material auto extinguible.

DETALLE DE COLUMNA AMARRE



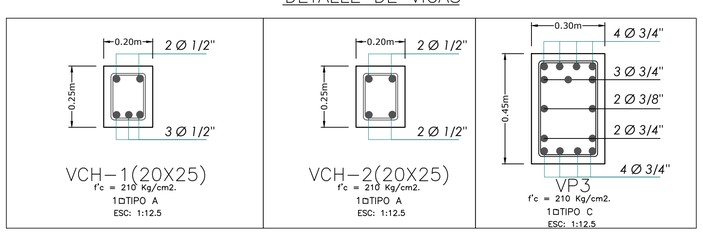
ALIGERADO 8VO NIVEL

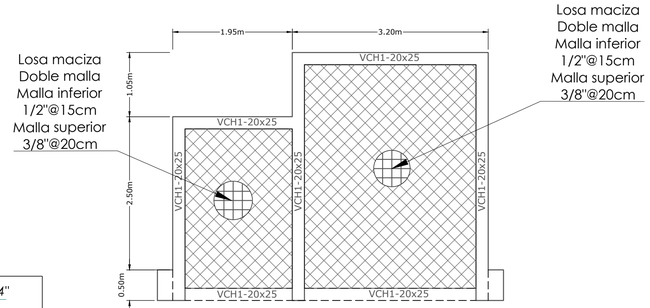
ESC: 1/50
S/C: 200kg/m2

ESTRIBOS VIGAS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO	ESTRIBOS
Ⓐ	3/8"	1 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓑ	3/8"	1 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Resto @ 0.20 c/extremo.	
Ⓒ	3/8"	3 @ 0.05 - Resto @ 0.10 c/extremo.	

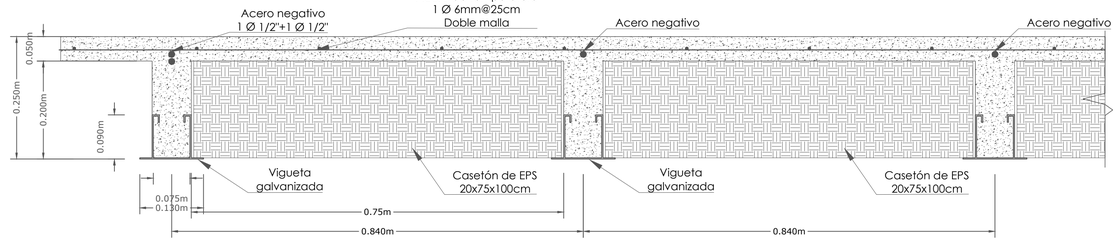
DETALLE DE VIGAS



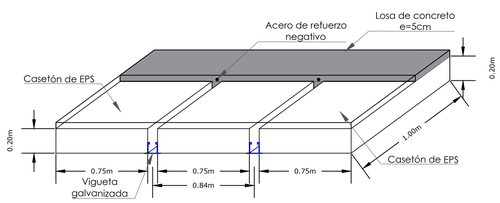


TECHO ESCALERAS-9NO NIVEL

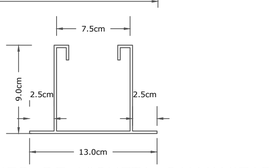
ESC: 1/50
S/C: 500kg/m2
t=20cm



CORTE DE SISTEMA DE ALIGERADOS VIGACERO
ESC: 1:5



DETALLE ISOMÉTRICO DE LOSA VIGACERO
ESC: 1:25



DIMENSIONES DE VIGUETA GALVANIZADA
ESC: 1:5

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

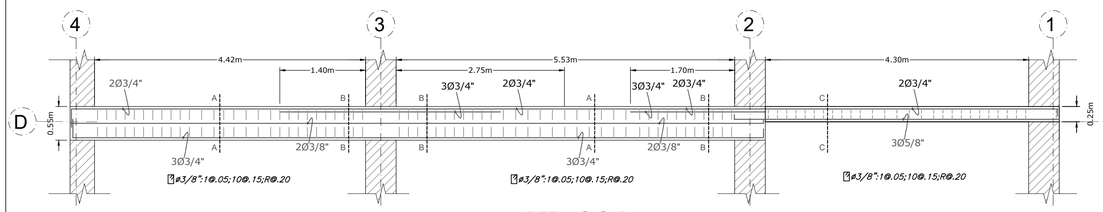
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

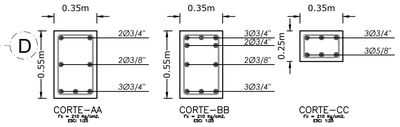
PLANO: ALIGERADO 8VO NIVEL

LAMINA: E-09 09/11

FECHA: DICIEMBRE 2019

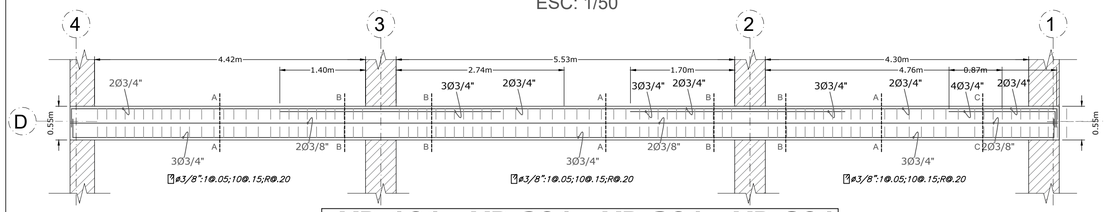
ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

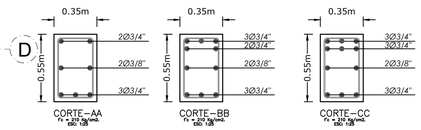




VP-001

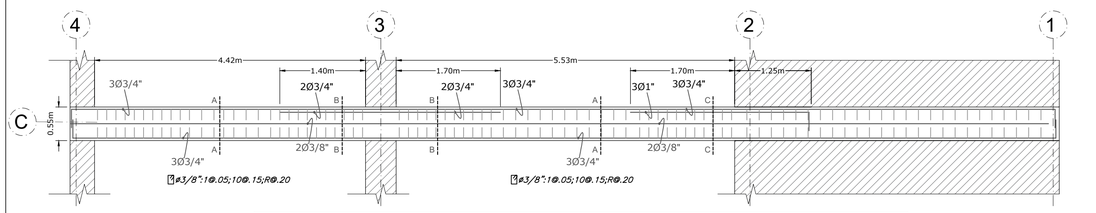
ESC: 1/50

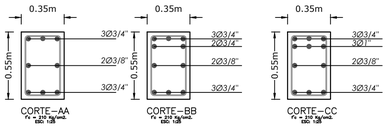




VP-101 ; VP-201 ; VP-301 ; VP-801

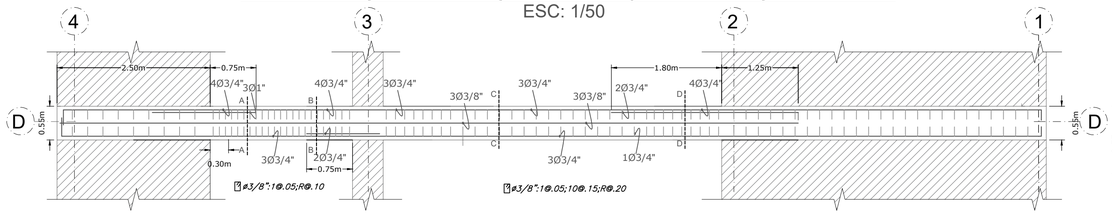
ESC: 1/50

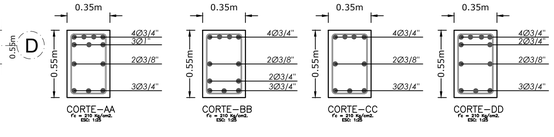




VP-002 ; VP-102 ; VP-202 ; VP-302 ; VP-802

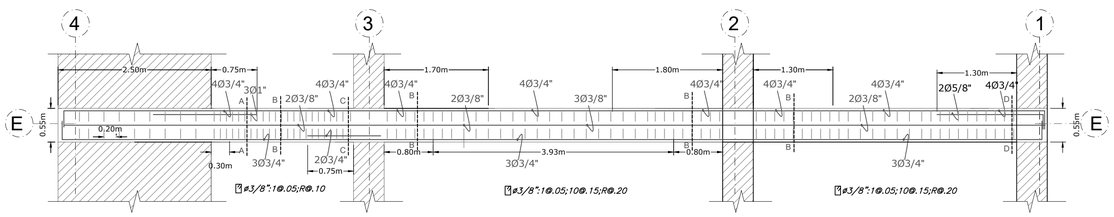
ESC: 1/50

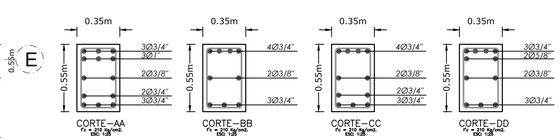




VP-003 ; VP-103 ; VP-203 ; VP-303 ; VP-803

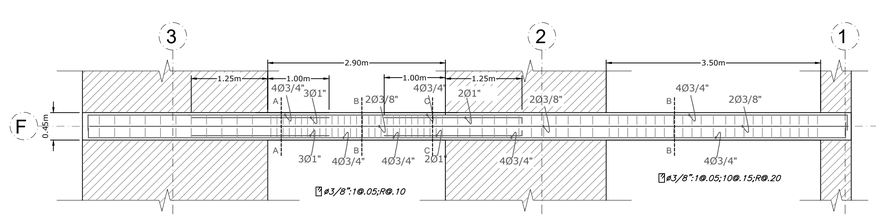
ESC: 1/50

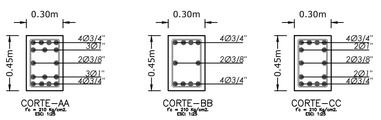




VP-004 ; VP-104 ; VP-204 ; VP-304

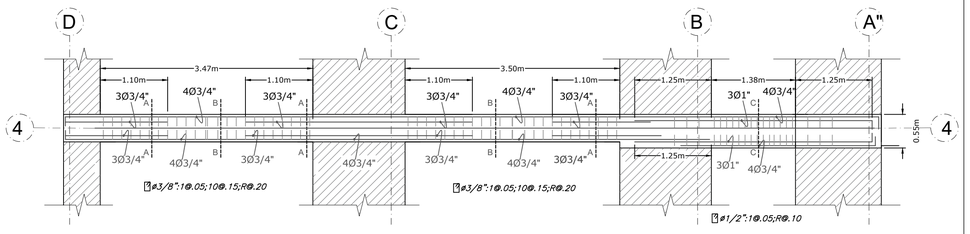
ESC: 1/50





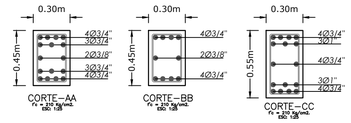
VP2-101 ; VP2-102 ; VP2-203

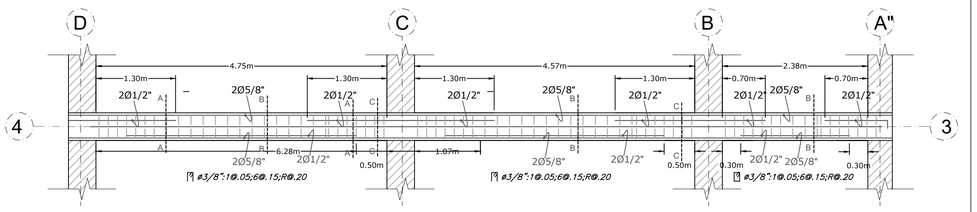
ESC: 1/50



VS-801

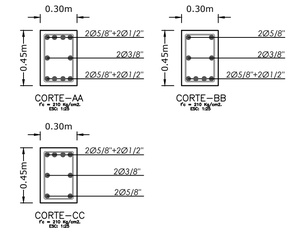
ESC: 1/50

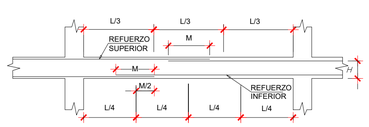




VS-802

ESC: 1/50

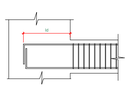




VALORES DE M PARA 50 % O MENOS DE VARILLAS CORTADAS (*)			
VARILLAS	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
Ø	H=CUALQ.	H<=.30 m	H>.30 m
3/8"	40	40	55
1/2"	45	45	60
5/8"	55	55	75
3/4"	65	65	90
1"	115	115	165

(*) En caso de cortar el 100 % de Varillas incrementar la longitud de empalme en 60 %

EMPALMES EN VIGAS
LOCALIZACION Y LONGITUD



Diámetro	ld traccion	ld (*) traccion Barras Sup.
3/8"	30	42
1/2"	32	45
5/8"	40	56
3/4"	50	70
1"	90	125

(*) Barras Sup. : Barras Horizontales que tengan por debajo más de 30 cm. de Concreto Fresco.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

- PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
- LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

- Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

- Resistencia del Terreno (SW–SM) = 2.75 Kg/cm2.
- profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Losa : 2.0 cms.
- Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
- Zapatas : 7.0 cms.
- Muros de sostenimiento:
  - Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
  - Cara encofrada : 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiqueria : especificada
- Peso específico albañilería : 1350 Kg/m3.
- Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS :

- Indicadas.

- AGREGADOS :

d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.– Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.– El las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.– Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.– Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.– Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.– Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.– Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.– Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.– No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.– Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

LAMINA: E-10

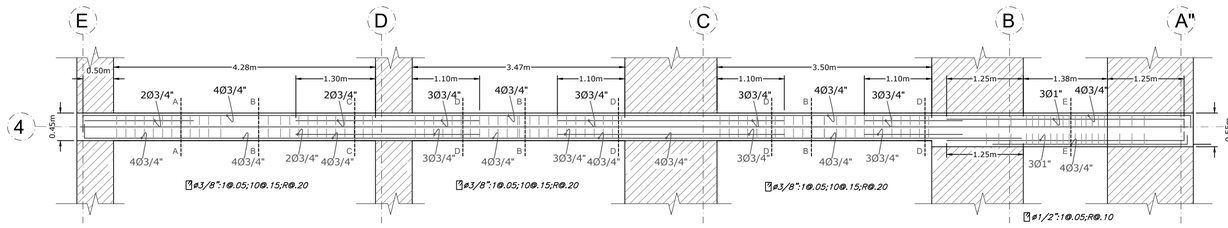
FECHA: DICIEMBRE 2019

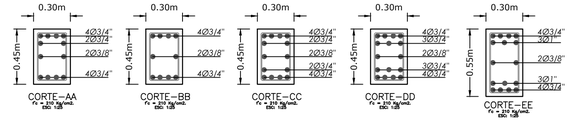
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

PLANO: CORTE DE VIGAS

ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

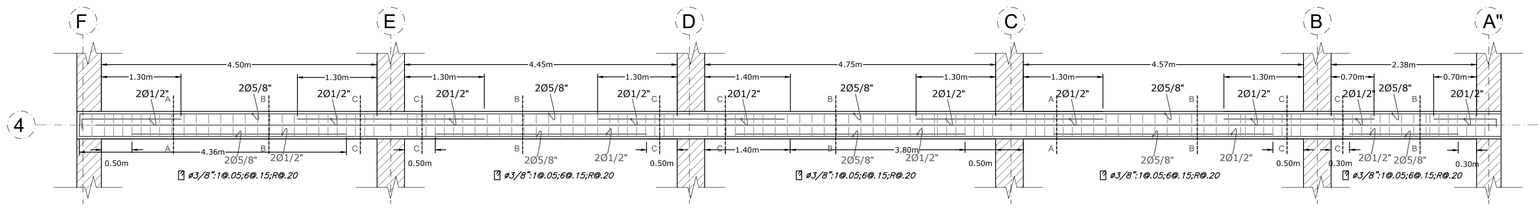
10/11

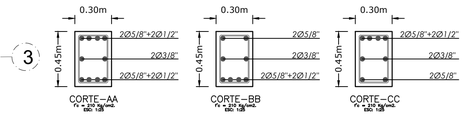




VS-101 ; VS-201 ; VS-301

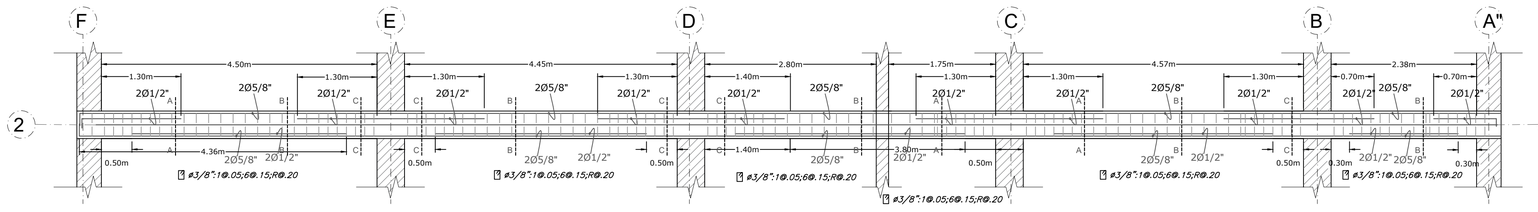
ESC: 1/50

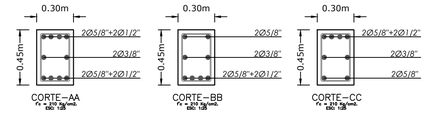




VS-001 ; VS-102 ; VS-202 ; VS-302

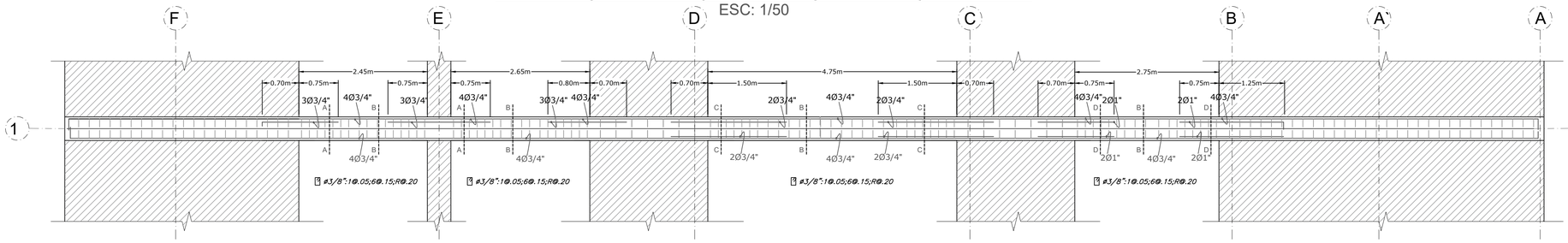
ESC: 1/50

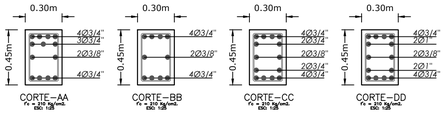




VS-002 ; VS-103 ; VS-203 ; VS-303; VS-803

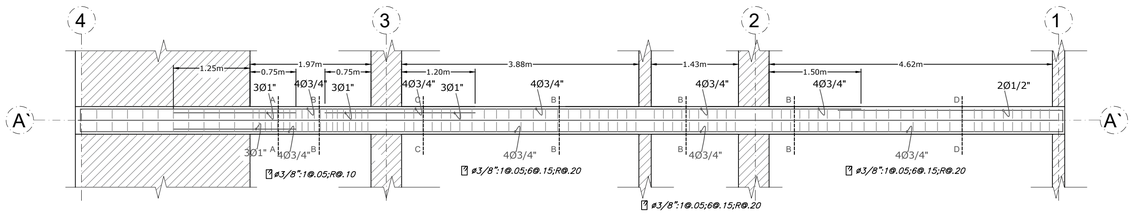
ESC: 1/50

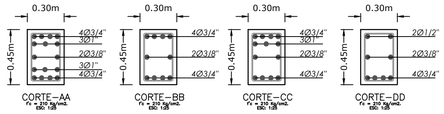




VS-104 ; VS-204 ; VS-304; VS-804

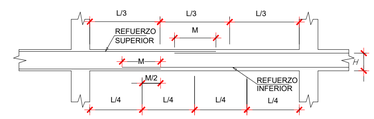
ESC: 1/50





VP2-102 ; VP2-202 ; VP2-302

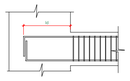
ESC: 1/50



VALORES DE M PARA 50 % O MENOS DE VARILLAS CORTADAS (*)			
VARILLAS	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
Ø	H=CUALQ.	H<=.30 m	H>.30 m
3/8"	40	40	55
1/2"	45	45	60
5/8"	55	55	75
3/4"	65	65	90
1"	115	115	165

(*) En caso de cortar el 100 % de Varillas incrementar la longitud de empalme en 60 %

EMPALMES EN VIGAS
LOCALIZACION Y LONGITUD



Diámetro	ld traccion	ld (*) traccion Barras Sup.
3/8"	30	42
1/2"	32	45
5/8"	40	56
3/4"	50	70
1"	90	125

(*) Barras Sup. : Barras Horizontales que tengan por debajo más de 30 cm. de Concreto Fresco.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :

- PLACAS Y COLUMNAS f'c = 210 Kg/cm2.
- LOSAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- ZAPATAS: f'c = 210 Kg/cm2.
- CIMIENTO CORRIDO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm2.

- ACERO : (ASTM A-615)

- Varillas corrugadas en su totalidad: fy = 4200 kg/cm2

- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :

- Resistencia del Terreno (SM–SM) = 2.75 Kg/cm2.
- profundidad de desplante zapatas y cimientos corridos = – 1.70 m del NNT.

- RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Losa : 2.0 cms.
- Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
- Zapatas : 7.0 cms.
- Muros de sostenimiento:
  Cara llenada contra el terreno : 4.0 cms.
  Cara encofrada : 2.0 cms.

- CARGAS PERMANENTES :

- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2.
- Tabiqueria : especificada
- Peso específico albañilería : 1,350 Kg/m3.
- Peso específico concreto simple : 2300 Kg/m3.

- SOBRECARGAS .

- Indicadas.

- AGREGADOS :

d<1/5 la distancia entre caras del encofrado
d<3/4 del espacio libre entre barras del refuerzo.

- IMPORTANTE :

1.– Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
2.– El las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
3.– Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
4.– Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
5.– Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un solidador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
6.– Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
7.– Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta nota tiene PRIORIDAD sobre los cortes de las vigas.
8.– Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

1.– No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
2.– Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizará con una falsa Zapata hasta llegar al estrato apropiado.

TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES Y UN SEMISÓTANO

TESISTA: BACH. NINA HAÑARI RAMIRO ALONSO

UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA

PLANO: CORTE DE VIGAS

LAMINA: E-11

FECHA: DICIEMBRE 2019

ASESOR DE TESIS: ING. FERNANDO UBALDO ENCISO MIRANDA

11/11