

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA

**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y DEL
AMBIENTE**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
NUEVE PISOS MÁS SÓTANO, UBICADO EN UNA URBANIZACIÓN
RESIDENCIAL EN EL DISTRITO DE CERCADO”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERA CIVIL.

PRESENTADO POR LA BACHILLER:

HELEN GISSEL PORTOCARRERO VERA

ASESOR: ING. OSCAR CHÁVEZ

AREQUIPA - SEPTIEMBRE - 2016

RESUMEN

El presente trabajo, comprende el diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en la urbanización residencial Panorama, distrito del Cercado, en la ciudad de Arequipa.

La arquitectura de este edificio multifamiliar consta de 9 niveles más un sótano. El terreno sobre el cual se edificará el proyecto tiene un área total de 631.41m².

El suministro de agua se realizó mediante un sistema de cisterna y bomba hidroneumático, sin tanque elevado. La cisterna se ubica en la parte frontal de la edificación, enterrada.

Para el cálculo de las estructuras de cimentación del edificio del proyecto, se consideró que la resistencia o capacidad portante del suelo, tiene un valor de 2.23kgf/cm².

El sistema estructural del edificio está conformado por placas (muros de corte), columnas y vigas. Para los techos se utilizaron losas aligeradas en dos direcciones, las cuales además funcionan como diafragmas rígidos en cada piso del edificio. La cimentación se ha conformado por una platea de cimentación que une todos los elementos.

Tanto el análisis como el diseño estructural se desarrollaron dentro del marco normativo del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), y las normas que lo componen.

Primero se estructuró el edificio en la cual se busca que la estructura sea lo más simple posible para que su idealización se acerque más al comportamiento real de la estructura.

Luego se realizó el predimensionamiento de todos los elementos estructurales y el metrado de cargas; seguido por el análisis sísmico, donde se hizo una “idealización” de la estructura que sea simple y que cumpla los requisitos de la Norma E-030.

Gracias a este análisis se permitió obtener respuesta de la estructura ante la aplicación de un espectro de pseudo aceleraciones y con ello se obtuvo: el periodo de vibración del edificio, la fuerza cortante en la base, los desplazamientos laterales, y finalmente las fuerzas en cada uno de los elementos de la estructura que se generan debido a dichas sollicitaciones.

Con los esfuerzos hallados del análisis por cargas verticales por gravedad y del análisis sísmico se procedió a diseñar en concreto armado los elementos del edificio: losas, vigas, columnas, placas, muros de contención, escalera, cisterna.

El modelo sísmico se analizó con la asistencia de un computador, mediante el programa ETABS 2015, junto a otros programas como SAP-2000, CSICOL, AUTOCAD 2015 que nos permitieron hacer cálculos complejos y de elementos finitos.

La resistencia a la compresión del concreto varía según los elementos estructurales entre $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

Adicionalmente se realizó el presupuesto y programación de casco del edificio, estableciendo un plazo de 6 meses.



*Con todo amor y gratitud a mis queridos padres y hermanos,
por sus consejos, apoyo incondicional y aliento a lo largo de
toda mi vida y por darme la fuerza para la culminación del
presente proyecto.*

*A ti Joshep: por tu cariño, comprensión, consejos y apoyo
incondicional a lo largo de todo este tiempo.*

Helen Portocarrero Vera.

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer enormemente al Ingeniero Óscar Chávez y a la Ingeniera Milagros Guillen, por el apoyo y orientación brindados durante el desarrollo del presente trabajo. No solamente son unos grandes profesionales sino también son unos grandes guías en todo aspecto.

Agradezco también al Arquitecto Jorge Tupayachi Carpio, por la gentileza de desarrollar y brindarme los planos iniciales para el desarrollo del presente trabajo y el apoyo brindado durante la ejecución del presente proyecto.

Aprovecho en agradecer al Ingeniero Jesús Chalco por la asesoría técnica brindada durante el desarrollo del presente proyecto. Asimismo, al Ingeniero Carlos Chávez Rodríguez, por sus comentarios y consejos en el aspecto profesional.

ÍNDICE

CAPÍTULO Nº 01: ASPECTOS GENERALES.

1.1	Descripción del Proyecto.	Pág. 01
1.1.1	Objetivo Principal.	Pág. 02
1.2	Cargas de Diseño.	Pág. 10
1.3	Materiales Seleccionados.	Pág. 10
1.4	Método de Diseño	Pág. 11

CAPÍTULO Nº 02: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.

2.1	Estructuración.	Pág. 13
2.1.1	Consideraciones Generales.	Pág. 13
2.1.2	Estructuración del Edificio.	Pág. 13
2.2	Predimensionamiento.	Pág. 19
2.2.1	Predimensionamiento de Losas Aligeradas en dos Direcciones.	Pág. 19
2.2.2	Predimensionamiento de Vigas Peraltadas.	Pág. 20
2.2.3	Predimensionamiento de Vigas Chatas.	Pág. 21
2.2.4	Predimensionamiento de Columnas.	Pág. 23
2.2.5	Predimensionamiento de Placas.	Pág. 25
2.2.6	Predimensionamiento de la Escalera.	Pág. 27
2.2.7	Predimensionamiento del Ascensor.	Pág. 28
2.2.8	Predimensionamiento de la Cisterna.	Pág. 28
2.2.9	Predimensionamiento de los Muros de Contención.	Pág. 30

CAPÍTULO Nº 03: METRADO DE CARGAS.

3.1	Aspectos Generales.	Pág. 34
3.2	Peso Propio de las Losas Aligeradas en Dos Direcciones.	Pág. 35
3.3	Peso Propio de las Vigas por Nivel.	Pág. 37
3.4	Peso Propio de las Columnas.	Pág. 40
3.5	Peso Propio de las Placas.	Pág. 41
3.6	Peso Propio de las Escaleras por Nivel.	Pág. 43
3.7	Peso Total de la Estructura.	Pág. 44

CAPÍTULO Nº 04: ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD.

4.1 Aspectos Generales.	Pág. 46
4.2 Modelaje Estructural del Edificio.	Pág. 47
4.3 Resultado del Análisis bajo Cargas de Gravedad.	Pág. 49

CAPÍTULO Nº 05: ANÁLISIS SÍSMICO.

5.1 Aspectos Generales.	Pág. 56
5.2 Parámetros del Análisis Sísmico.	Pág. 57
5.2.1 Zonificación.	Pág. 58
5.2.2 Condiciones Geotécnicas (Factor “S” y “Tp”).	Pág. 59
5.2.3 Factor de Amplificación Sísmica “C”.	Pág. 59
5.2.4 Factor de Uso “U”.	Pág. 60
5.2.5 Configuración Estructural del Edificio.	Pág. 60
5.2.6 Sistema Estructural “R”.	Pág. 63
5.2.7 Peso del Edificio “P”.	Pág. 64
5.3 Análisis Estático.	Pág. 64
5.4 Análisis Dinámico.	Pág. 65
5.4.1 Aceleración Espectral.	Pág. 66
5.4.2 Interpretación de Resultados.	Pág. 68
5.4.3 Control de Desplazamientos Laterales.	Pág. 68
5.4.4 Fuerza Cortante Mínima en la Base.	Pág. 70

CAPÍTULO Nº 06: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

6.1 Aspectos Generales.	Pág. 73
6.2 Diseño de Losas Aligeradas en dos Direcciones.	Pág. 76
6.3 Diseño de Vigas.	Pág. 84
6.4 Diseño de Columnas.	Pág. 104
6.5 Diseño de Placas (Muros de Corte).	Pág. 132
6.6 Diseño de Cimentaciones.	Pág. 157
6.7 Diseño de Elementos Adicionales.	Pág. 181

CAPÍTULO Nº 07: COSTOS, PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DEL CASCO GRIS.

7.1 Costos y Presupuestos.	Pág. 198
7.1.1 Introducción Metrados.	Pág. 198
7.1.2 Análisis de Costos Unitarios.	Pág. 199
7.1.3 Presupuesto de la Obra.	Pág. 199
7.2 Programación de Casco Gris.	Pág. 200
7.2.1 Diagrama de Gantt.	Pág. 200
<u>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:</u>	Pág. 201
<u>BIBLIOGRAFÍA:</u>	Pág. 209

ANEXO 01: Pesos Propios.

ANEXO 02: Resumen de Metrados.

ANEXO 03: Análisis de Costos Unitarios.

ANEXO 04: Presupuesto de Obra.

ANEXO 05: Programación de Casco Gris.

ANEXO 06: Planos.

LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO N°01: ASPECTOS GENERALES.

FIG N° 01 Plano de Localización del Proyecto.	Pág. 001
FIG N° 02 Planos de Ubicación del Proyecto.	Pág. 002
FIG N° 03 Arquitectura Inicial del Sótano.	Pág. 005
FIG N° 04 Arquitectura Inicial del 1er Piso.	Pág. 006
FIG N° 05 Arquitectura Inicial del 2do, 4to, 6to, 8vo Piso.	Pág. 007
FIG N° 06 Arquitectura Inicial del 3ro, 5to, 7mo, 9no Piso.	Pág. 008
FIG N° 07 Arquitectura Inicial de la Azotea.	Pág. 009

CAPÍTULO N°02: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.

FIG N° 08 Dirección del Aligerado en Planta – Estacionamiento.	Pág. 017
FIG N° 09 Dirección del Aligerado en Planta – 1ro, 3ro, 5to, 7mo.	Pág. 017
FIG N° 10 Dirección del Aligerado en Planta – 2do, 4to, 6to, 8vo.	Pág. 018
FIG N° 11 Dirección del Aligerado en Planta – 9no Piso.	Pág. 018
FIG N° 12 Detalle General del Aligerado.	Pág. 019
FIG N° 13 Área de Techo que Carga la Columna Analizada.	Pág. 024
FIG N° 14 Estructuración Edificio Multifamiliar I – ETABS 2015.	Pág. 033
FIG N° 15 Estructuración Edificio Multifamiliar II – ETABS 2015.	Pág. 033

CAPÍTULO N°03: METRADO DE CARGAS.

FIG N° 16 Área de Techo que Carga la Columna Analizada.	Pág. 035
FIG N° 17 Tipos de Placas Existentes I.	Pág. 041
FIG N° 18 Tipos de Placas Existentes II.	Pág. 041
FIG N° 19 Tipos de Placas Existentes III.	Pág. 042
FIG N° 20 Características de la Escalera.	Pág. 043

CAPÍTULO N°04: ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD.

FIG N° 21 Transmisión de Cargas.	Pág. 046
FIG N° 22 Vista Frontal del Modelo Estructural Generado por Programa ETABS 15.	Pág. 050
FIG N° 23 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico “A” Debido a las CM y CV.	Pág. 050
FIG N° 24 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico “B” Debido a las CM y CV.	Pág. 051
FIG N° 25 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico “C” Debido a las CM y CV.	Pág. 051
FIG N° 26 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico “D” Debido a las CM y CV.	Pág. 052
FIG N° 27 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico “1” Debido a las CM.	Pág. 052

FIG N° 28 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "1" Debido a las CV.	Pág. 053
FIG N° 29 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "2" Debido a las CM.	Pág. 053
FIG N° 30 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "2" Debido a las CV.	Pág. 054
FIG N° 31 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "3" Debido a las CM.	Pág. 054
FIG N° 32 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "3" Debido a las CV.	Pág. 055
FIG N° 33 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "4" Debido a las CM.	Pág. 055
FIG N° 34 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "4" Debido a las CV.	Pág. 055

CAPÍTULO N°05: ANÁLISIS SÍSMICO.

FIG N° 35 Zonas Sísmicas según la Norma E.030.	Pág. 058
FIG N° 36 Disposiciones en Planta que Resultan Favorables y Desfavorables.	Pág. 061
FIG N° 37 Curva de Valores del Espectro de Respuesta.	Pág. 068

CAPÍTULO N°06: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

FIG N° 38 Características de Losa Aligerada Bidireccional.	Pág. 076
FIG N° 39 Losa Aligerada Bidireccional a Diseñar Paño 11- Sótano.	Pág. 078
FIG N° 40 Momento en la Dirección M11 Nivel Sótano.	Pág. 079
FIG N° 41 Diagrama de Momento Flector M11.	Pág. 079
FIG N° 42 Momento en la Dirección M22 Nivel Sótano.	Pág. 080
FIG N° 43 Diagrama de Momento Flector M22.	Pág. 081
FIG N° 44 Diagrama de Fuerza Cortante V13.	Pág. 082
FIG N° 45 Diagrama de Fuerza Cortante V23.	Pág. 083
FIG N° 46 Distribución Final del Refuerzo en la Losa Aligerada Bidireccional.	Pág. 083
FIG N° 47 Sección Transversal de Viga Peralzada.	Pág. 084
FIG N° 48 Requerimientos de Estribos en Vigas.	Pág. 089
FIG N° 49 Consideraciones para Especificar las zonas de Empalme de Refuerzo en Vigas.	Pág. 091
FIG N° 50 Esquema de la viga a diseñar.	Pág. 091
FIG N° 51 Envoltorio de Momentos Flectores para la Viga a Diseñar.	Pág. 091
FIG N° 52 Datos Calculados por ETABS 15 para Obtener el Acero Máximo para la Viga a Diseñar.	Pág. 093
FIG N° 53 Distribución Final del Refuerzo por Flexión para la Viga en Estudio.	Pág. 093
FIG N° 54 Envoltorio de Fuerzas Cortantes para la Viga a Diseñar.	Pág. 094
FIG N° 55 Diseño Final de Tramo Seleccionado de la Viga V-002, Sótano.	Pág. 097
FIG N° 56 Sección Transversal de Viga "T".	Pág. 098
FIG N° 57 Esquema de la Viga "T" a Diseñar.	Pág. 099
FIG N° 58 Envoltorio de Momentos Flectores para la Viga "T" a Diseñar.	Pág. 099

FIG N° 59 Datos Calculados por ETABS 15 para Obtener el Acero Máximo para la Viga “T”.	Pág. 100
FIG N° 60 Envoltente de Fuerzas Cortantes para la Viga “T” a Diseñar.	Pág. 100
FIG N° 61 Diseño Final de Tramo Seleccionado de la Viga “T”, V-007, Sótano.	Pág. 103
FIG N° 62 Esquema de Columna con las Cargas que Recibe.	Pág. 104
FIG N° 63 Diagrama de Interacción.	Pág. 106
FIG N° 64 Efectos de Esbeltez en Columnas con Simple Curvatura.	Pág. 108
FIG N° 65 Efectos de Esbeltez en Columnas con Doble Curvatura.	Pág. 108
FIG N° 66 Nomograma para Desplazamientos Laterales no Impedidos.	Pág. 110
FIG N° 67 Disposiciones para el Espaciamiento de Estribos en Columnas según la Norma E.060.	Pág. 114
FIG N° 68 Consideraciones para Empalme del Refuerzo en Columnas.	Pág. 115
FIG N° 69 Ubicación en Planta de la Columna C-02.	Pág. 116
FIG N° 70 Sección de la Columna a Diseñar 40 x 80.	Pág. 119
FIG N° 71 Diagrama de Interacción en la Dirección x-x.	Pág. 120
FIG N° 72 Diagrama de Interacción en la Dirección y-y.	Pág. 120
FIG N° 73 Sección de la Columna a Diseñar 50 x 80.	Pág. 122
FIG N° 74 Diagrama de Interacción en la Dirección x-x.	Pág. 123
FIG N° 75 Diagrama de Interacción en la Dirección y-y.	Pág. 123
FIG N° 76 Columnas Presentan Curvaturas Dobles (-).	Pág. 125
FIG N° 77 Diseño final de Columna Analizada.	Pág. 131
FIG N° 78 Elementos Confinados de Borde en Muros.	Pág. 135
FIG N° 79 Placa a Diseñar PL-05.	Pág. 139
FIG N° 80 Desplazamiento de la Placa PL-05.	Pág. 140
FIG N° 81 Armado Preliminar por Flexión para la Placa en Estudio PL-05.	Pág. 143
FIG N° 82 Diagrama de Interacción en la Dirección x-x.	Pág. 144
FIG N° 83 Diagrama de Interacción en la Dirección y-y.	Pág. 144
FIG N° 84 Diagrama de Interacción Ubicando el Punto Mn.	Pág. 145
FIG N° 85 Diseño Final de la Placa Analizada.	Pág. 148
FIG N° 86 Composición Geométrica de la Placa PL-12 del Ascensor.	Pág. 149
FIG N° 87 Armado Preliminar por Flexión para la Placa en Estudio PL-12.	Pág. 152
FIG N° 88 Diagrama de Interacción en la Dirección x-x.	Pág. 153
FIG N° 89 Diagrama de Interacción en la Dirección y-y.	Pág. 153
FIG N° 90 Diagrama de Interacción Ubicando el Punto Mn.	Pág. 154
FIG N° 91 Diseño Final de la Placa del Ascensor Analizada.	Pág. 156
FIG N° 92 Esquema de la Placa de Cimentación Uniforme.	Pág. 159
FIG N° 93 Áreas de Influencia de Cada Elemento.	Pág. 161
FIG N° 94 Nueva Área de Cimentación de Placa.	Pág. 163

FIG N° 95 Modelo de Winkler.	Pág. 164
FIG N° 96 Idealización de la Estructura de Fundación.	Pág. 164
FIG N° 97 Fuerzas Ejercidas por la Presión del Suelo.	Pág. 166
FIG N° 98 Deformaciones por Asentamiento o Desplazamientos Verticales.	Pág. 167
FIG N° 99 Diagrama de Fuerza Cortante en x-x.	Pág. 168
FIG N° 100 Diagrama de Fuerza Cortante en y-y.	Pág. 169
FIG N° 101 Esquema de Viga de Cimentación a Diseñar.	Pág. 170
FIG N° 102 Datos Calculados por ETABS para Obtener Acero Máximo en VC a Diseñar.	Pág. 171
FIG N° 103 Diseño Final de Tramo Seleccionado de la Viga de Cimentación VC-01.	Pág. 173
FIG N° 104 Diagrama de Fuerza Cortante en x-x.	Pág. 174
FIG N° 105 Diagrama de Fuerza Cortante en y-y.	Pág. 174
FIG N° 106 Sección Crítica al Punzonamiento.	Pág. 176
FIG N° 107 Sección Crítica al Punzonamiento de la Columna C-02.	Pág. 176
FIG N° 108 Diagrama de Momentos en x-x.	Pág. 178
FIG N° 109 Refuerzo Superior e Inferior en la Dirección x-x de la Platea.	Pág. 179
FIG N° 110 Diagrama de Momentos en y-y.	Pág. 179
FIG N° 111 Refuerzo Superior e Inferior en la Dirección y-y de la Platea.	Pág. 180
FIG N° 112 Distribución Final del Refuerzo para la Platea de Cimentación en uno de los Paños.	Pág. 180
FIG N° 113 Vista en Planta de la Escalera a Diseñar.	Pág. 182
FIG N° 114 Distribución de Cargas en Escalera.	Pág. 183
FIG N° 115 Modulado de Escalera en SAP 2000.	Pág. 183
FIG N° 116 Esquema del Armado Final para la Escalera del Ejemplo.	Pág. 185
FIG N° 117 Modelo Estructural y Cargas Últimas de Diseño, Obtenidas por el Muro de Sótano.	Pág. 187
FIG N° 118 Esquema del Armado Final para el Muro de Sótano, Corte 2-2.	Pág. 189
FIG N° 119 Vista en Planta de la Cisterna a Diseñar.	Pág. 190
FIG N° 120 Sección e Idealización del Muro de la Cisterna a Diseñar.	Pág. 191
FIG N° 121 Diagrama de Momento Flector del Muro de Cisterna a Diseñar.	Pág. 192
FIG N° 122 Diagrama de Fuerza Cortante del Muro de Cisterna a Diseñar.	Pág. 193
FIG N° 123 Diagrama de Momento Flector del Techo de Cisterna.	Pág. 195
FIG N° 124 Diagrama de Fuerza Cortante del Techo de Cisterna.	Pág. 196
FIG N° 125 Corte de la Cisterna, Mostrando el Armado Final del Refuerzo.	Pág. 197

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO N°01: ASPECTOS GENERALES.

TABLA N° 01 Cuadro Resumen de Áreas del Edificio Multifamiliar.	Pág. 003
TABLA N° 02 Factores de Reducción de Carga, Según la Norma E.060.	Pág. 012

CAPÍTULO N°02: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.

TABLA N° 03 Cuadro de Cargas Muertas.	Pág. 025
TABLA N° 04 Cuadro de Cargas Vivas.	Pág. 026
TABLA N° 05 Definición de Elementos Básicos de la Escalera.	Pág. 030
TABLA N° 06 Dotación de Agua por Departamento.	Pág. 031

CAPÍTULO N°03: METRADO DE CARGAS.

TABLA N° 07 Pesos Unitarios de Materiales según la Norma E.020.	Pág. 034
TABLA N° 08 Cargas Vivas Repartidas para Edificios de Vivienda Según la Norma E.020.	Pág. 035
TABLA N° 09 Cargas Actuantes para las Losas Aligeradas en dos Direcciones.	Pág. 036
TABLA N° 10 Carga Muerta para Losa Aligerada en dos Direcciones.	Pág. 037
TABLA N° 11 Carga Viva para Losa Aligerada en dos Direcciones.	Pág. 037
TABLA N° 12 Tipos de Vigas Existentes.	Pág. 038
TABLA N° 13 Cargas Actuantes para Vigas.	Pág. 038
TABLA N° 14 Peso Propio de Vigas – Estacionamiento.	Pág. 039
TABLA N° 15 Tipos de Columnas Existentes.	Pág. 040
TABLA N° 16 Cargas Actuantes para Columnas.	Pág. 040
TABLA N° 17 Peso Propio de Columnas en la Edificación.	Pág. 040
TABLA N° 18 Cargas Actuantes para Placas.	Pág. 042
TABLA N° 19 Peso Propio de Placas – Estacionamiento (Sótano).	Pág. 042
TABLA N° 20 Cargas Actuantes para la Escalera.	Pág. 043
TABLA N° 21 Carga Muerta y Viva par la Escalera por Nivel.	Pág. 044
TABLA N° 22 Resumen de Metrado de Cargas.	Pág. 045

CAPÍTULO N°05: ANÁLISIS SÍSMICO.

TABLA N° 23 Valores del Factor de Zona según la Norma E.030.	Pág. 058
TABLA N° 24 Parámetros del Suelo según la Norma E.030.	Pág. 059
TABLA N° 25 Valores del Coeficiente de Reducción “R” según la Norma E.030.	Pág. 063
TABLA N° 26 Cálculo de la Fuerza Cortante en la Base para el Análisis Estático.	Pág. 065

TABLA N° 27 Cálculo de Espectro Inelástico de Pseudo Aceleración para el Análisis Dinámico.	Pág. 066
TABLA N° 28 Valores de “T” vs “Sa” del Espectro de Diseño.	Pág. 067
TABLA N° 29 Control de Desplazamientos para la Dirección x-x.	Pág. 069
TABLA N° 30 Control de Desplazamientos para la Dirección y-y.	Pág. 069
TABLA N° 31 Límites para Desplazamiento Lateral.	Pág. 070
TABLA N° 32 Fuerzas Cortantes Basales Resultantes del Análisis Dinámico en “x”	Pág. 071
TABLA N° 33 Fuerzas Cortantes Basales Resultantes del Análisis Dinámico en “y”	Pág. 071
TABLA N° 34 Comprobación de la Fuerza Cortante en la Base.	Pág. 072

CAPÍTULO N°06: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

TABLA N° 35 Cálculo del Refuerzo por Flexión en la Dirección x para la Vigüeta en Estudio.	Pág. 080
TABLA N° 36 Cálculo del Refuerzo por Flexión en la Dirección y para la Vigüeta en Estudio.	Pág. 081
TABLA N° 37 Combinaciones de Carga Pu y Mu para la Columna en Estudio.	Pág. 119
TABLA N° 38 Combinaciones de Carga Pu y Mu para la Columna en Estudio.	Pág. 122
TABLA N° 39 Cargas Obtenidas del Análisis Estructural para todas las Placas.	Pág. 141
TABLA N° 40 Cargas Obtenidas del Análisis Estructural para la Placa PL-05.	Pág. 143
TABLA N° 41 Combinaciones de Carga Pu y Mu para la Placa PL-05.	Pág. 143
TABLA N° 42 Cargas Obtenidas del Análisis Estructural para la Placa PL-12.	Pág. 149
TABLA N° 43 Cálculo de Áreas de Cimentación de las Columnas.	Pág. 160
TABLA N° 44 Cálculo de Áreas de Cimentación de las Placas.	Pág. 160
TABLA N° 45 Valores del Módulo de Balastro según Terzaghi.	Pág. 165

CAPÍTULO Nº 01: ASPECTOS GENERALES.

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El presente proyecto desarrollado como tema de tesis comprende el diseño estructural de un edificio multifamiliar de nueve pisos más sótano ubicado en una urbanización residencial en el Distrito de Cercado en la ciudad de Arequipa. El terreno cuenta con un área total de 631.41 m² con un frente hacia la calle y 3 linderos colindantes con dos terrenos vecinos y un parque. Es un edificio de viviendas con características muy comunes hoy en día.

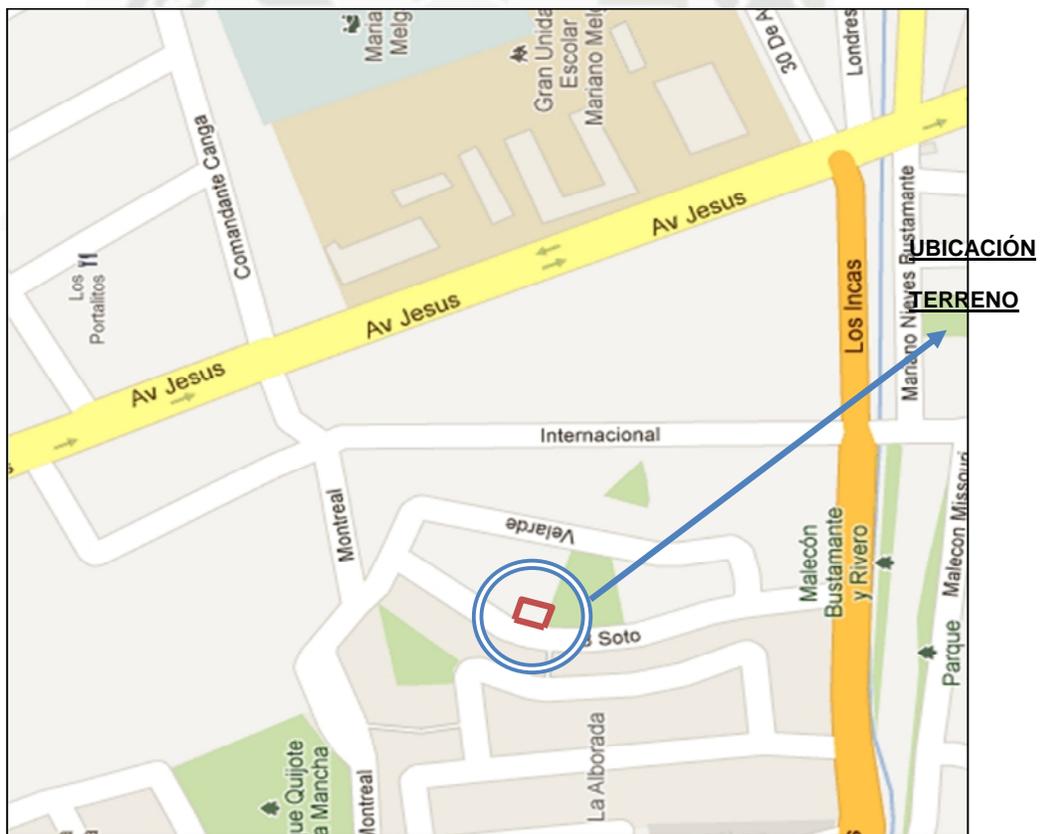


FIG. Nº 01: Plano de Localización del Proyecto

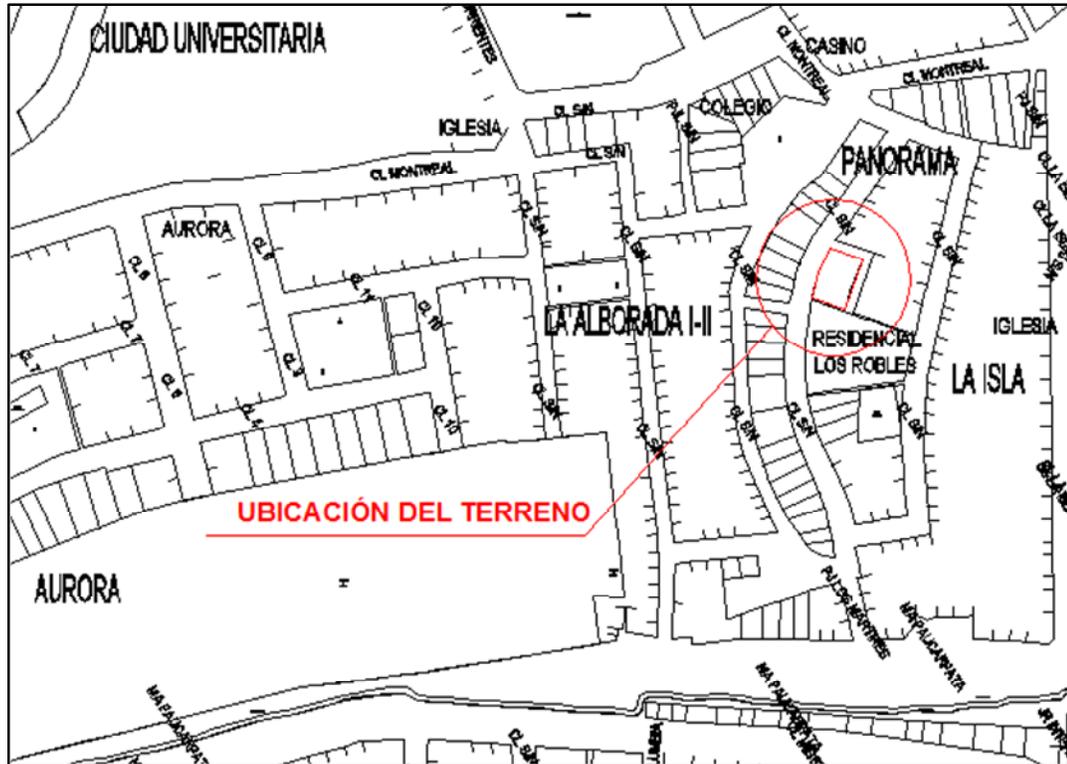


FIG. N°02: Plano de Ubicación del Proyecto

1.1.1 Objetivo Principal.

Desarrollar un proyecto de diseño estructural en concreto armado de un edificio de varios niveles, bajo los principios del reglamento nacional de edificaciones, logrando así una estructura que elimine las construcciones caóticas y una mejor calidad de vida para los habitantes de esta zona y lograr también una edificación segura, económica y moderna.

El edificio tiene nueve pisos, con una altura total de 28.20m, incluido el sótano; siendo la altura de piso a piso del 1er al 9no nivel de 2.80m, y del sótano al primer piso de 3.00m.

El edificio cuenta con área total construida de 4,732.63 m², distribuido de la siguiente manera:

	SÓTANO	1ER PISO	2DO, 4TO, 6TO, 8VO	3RO, 5TO, 7MO, 9NO	AZOTEA
ÁREA (m ²)	425.21	407.55	426.36	434.59	424.67
ALTURA DE PISO A PISO	3	2.8	2.8	2.8	2.8
AMBIENTES	15 Estacionamientos Simples y 01 Cuarto de limpieza	01 Hall de Ingreso y 03 Departamentos	04 Departamentos por piso	04 Departamentos por piso	ÁREA DE AZOTEAS
CIRCULACIÓN VERTICAL	Escalera Principal y Ascensor	Escalera Principal y Ascensor	Escalera Principal y Ascensor	Escalera Principal y Ascensor	Escalera Principal

TABLA N° 01: Cuadro Resumen de Áreas de Edificio Multifamiliar

En total se cuenta con 35 departamentos, 15 estacionamientos, los departamentos están destinados a viviendas. El estacionamiento está ubicado en el sótano a -1.50 del nivel del terreno y +1.50m del nivel de terreno. En el sótano también se encuentra una rampa de ingreso para los vehículos que viene de la calle principal B. Soto. La cisterna y el cuarto de bombas, se ubica por la parte del ingreso del edificio, inicia en el +-0.00 nivel de terreno, está estructura se encuentra enterrada.

La arquitectura del primer piso del edificio consiste en un Hall y Recepción, además de contar con un cuarto de depósito al lado derecho del ascensor. Además en este nivel se encuentran tres departamentos cuya distribución no es típica para cada departamento, pero cada vivienda cuenta con los ambientes básicos generales que son los siguientes: sala – comedor, un dormitorio principal, un dormitorio secundario, baño secundario y de visitas, cocina y lavandería.

Cada uno de los pisos típicos a partir del segundo piso al noveno consta de cuatro departamentos por piso, cuya distribución no es típica para cada departamento, pero cada vivienda cuenta con los ambientes básicos generales que son los siguientes:

sala – comedor, un dormitorio principal, un dormitorio secundario, baño secundario y de visitas, cocina y lavandería.

Se tiene para la circulación vertical una caja de ascensor y una escalera continua.

La cimentación se desarrollara con los siguientes parámetros asumidos de estudios de suelos de la zona a estudio; profundidad de cimentación de $D_f=2.20$ m. el suelo presenta una capacidad portante de 2.23kgf/cm^2 siendo un conglomerado heterogéneo con una matriz areno limo gravosa (SM-GW) material compacto y estable.

El análisis y diseño del edificio cumple con los mínimos, especificaciones y recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, que comprende las siguientes Normas relacionadas con estructuras.

- Normas de Carga E.020.
- Norma de Suelos y Cimentaciones E.050.
- Norma de Diseño Sismo resistente E.030.
- Norma de Concreto Armado E.060.
- Instalaciones Sanitarias para Edificaciones IS.010.

Como tema adicional al diseño a realizarse, se llevara a cabo el Metrado, Presupuesto y Programación del casco gris de todos los elementos estructurales que resulten de los diseños efectuados en el siguiente informe.

Se presentaran todos los detalles, dimensiones y refuerzos en los respectivos planos que forman parte del presente trabajo.

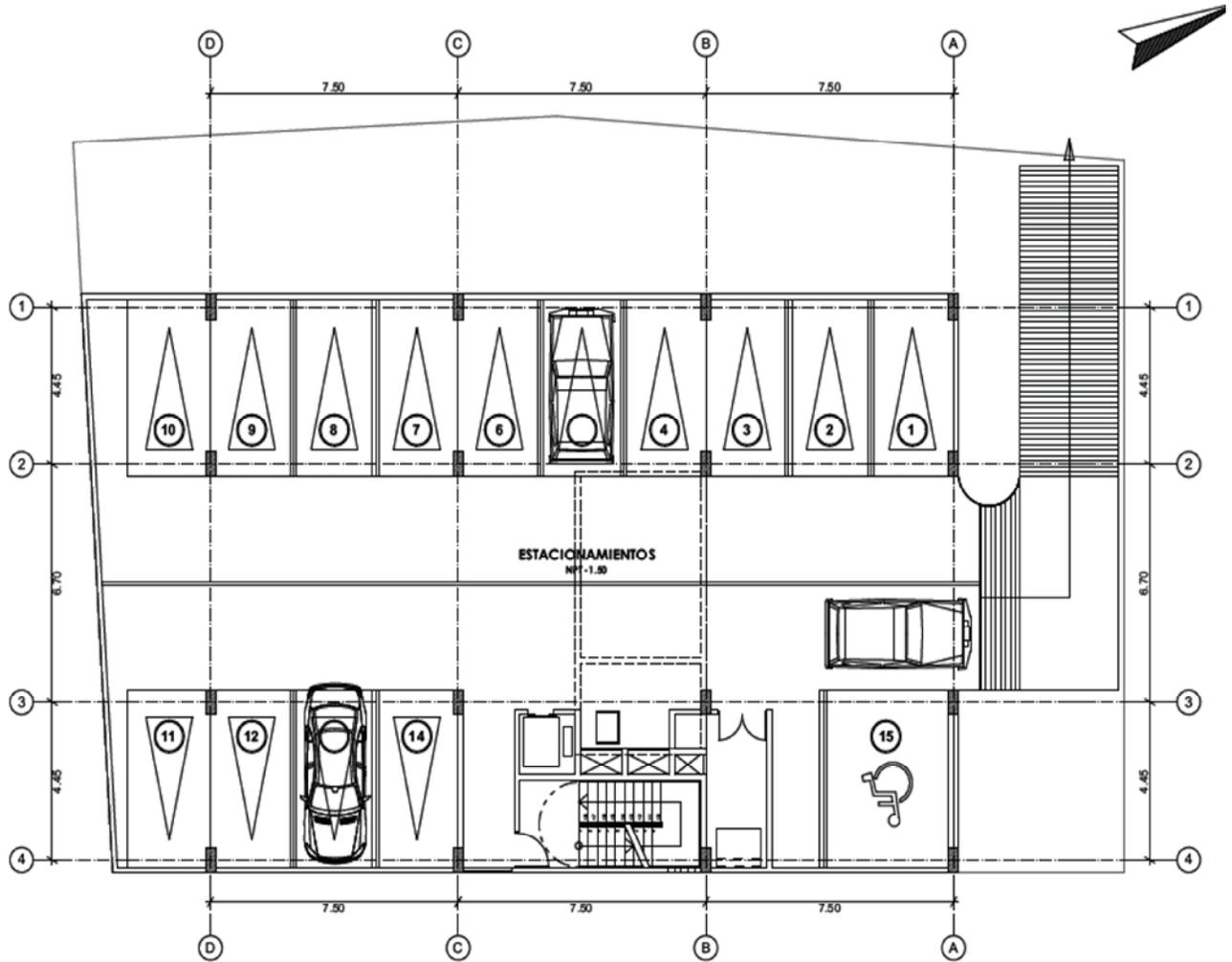


FIG. N°03: Arquitectura Inicial del Sótano.

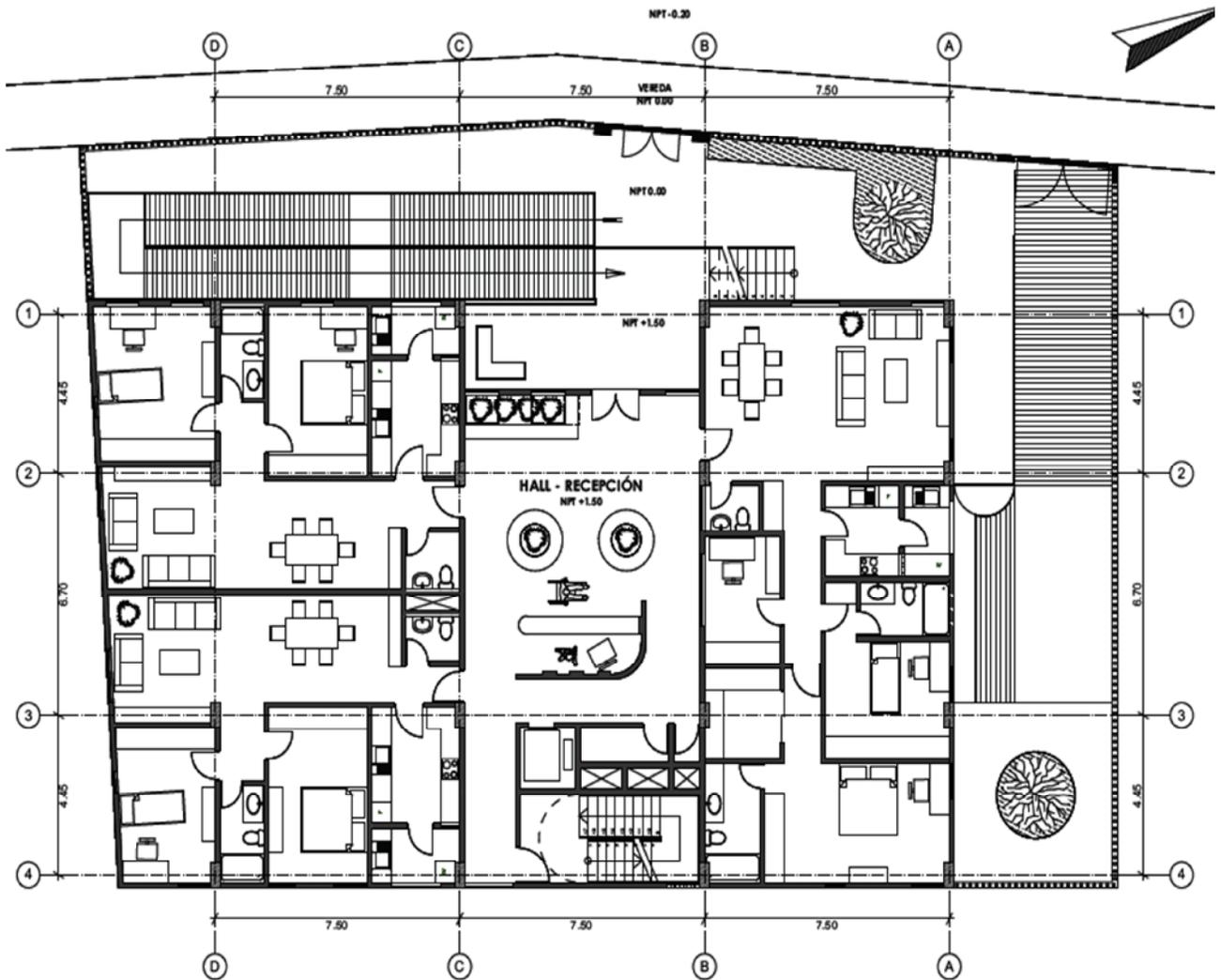


FIG. N°04: Arquitectura Inicial del 1er Piso.

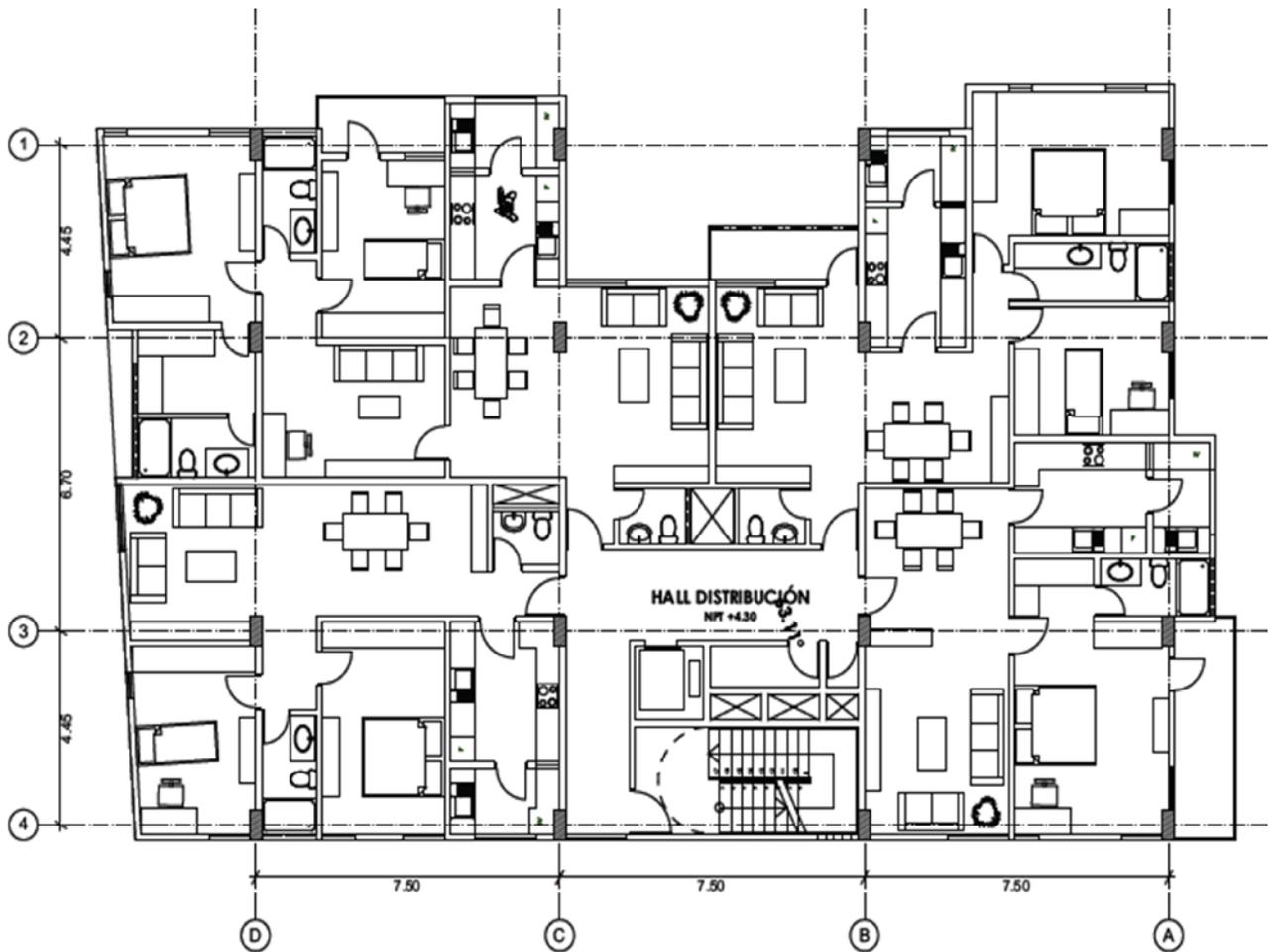


FIG. N°05: Arquitectura Inicial del 2do, 4to, 6to, 8vo Piso.

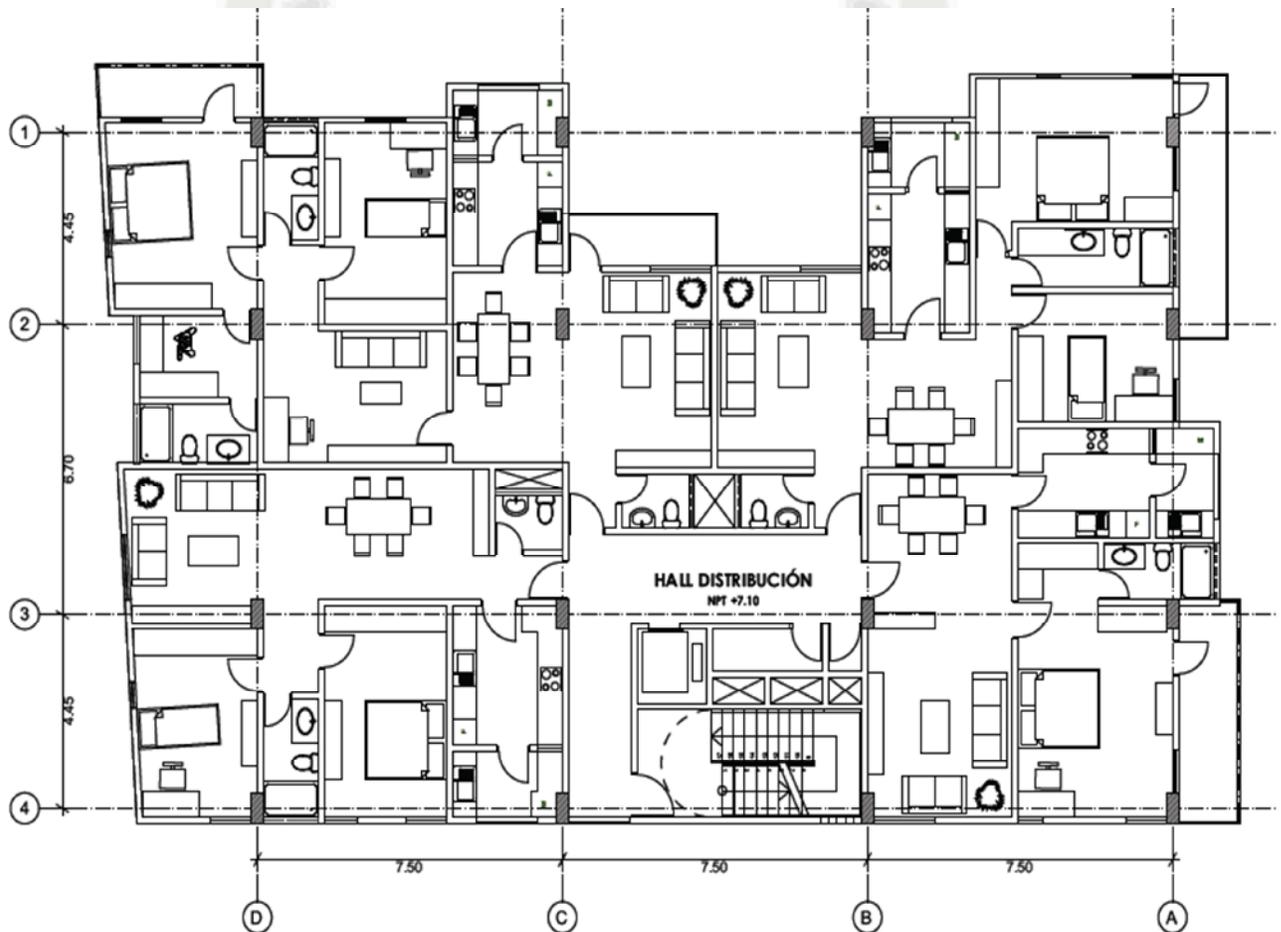


FIG. N°06: Arquitectura Inicial del 3ro, 5to, 7mo, 9no Piso.

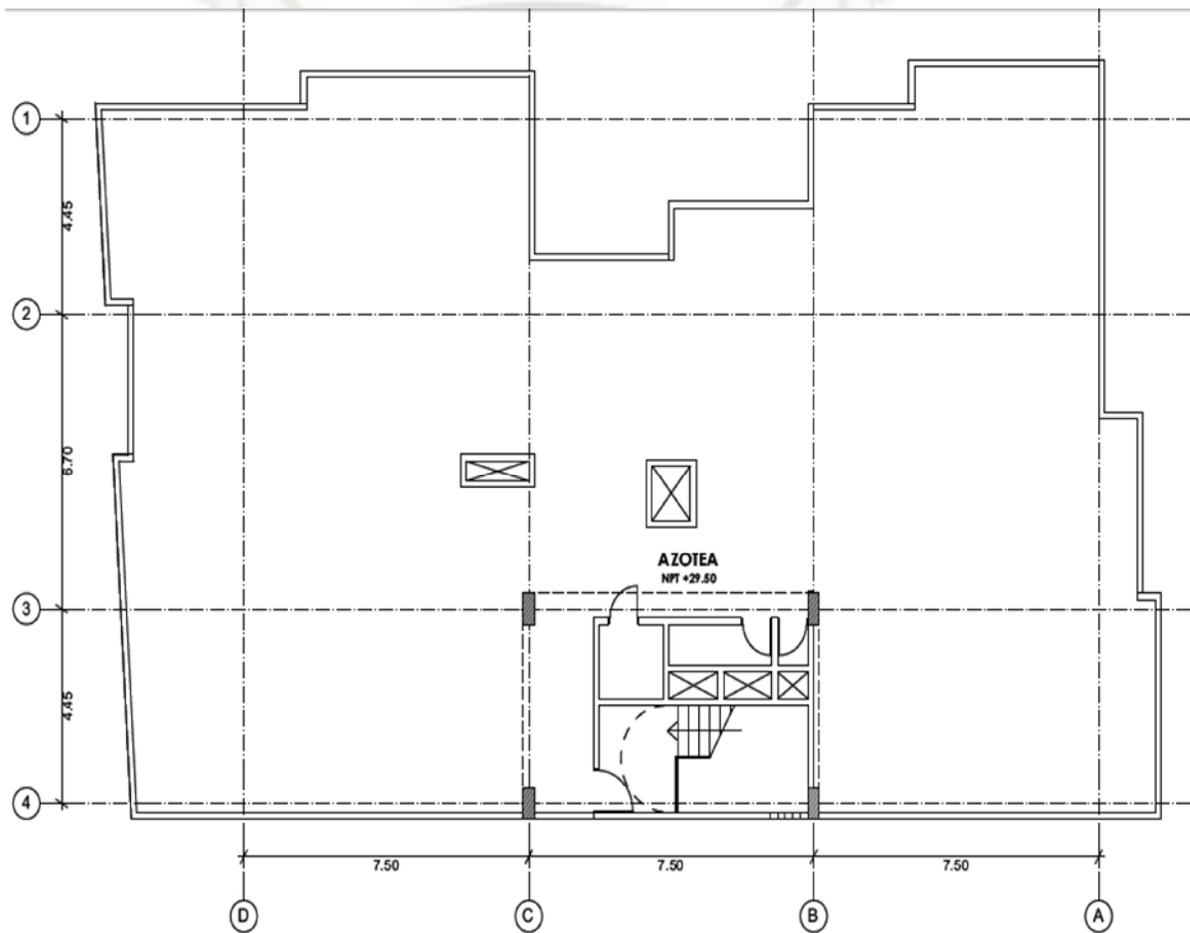


FIG. N°07: Arquitectura Inicial de la Azotea.

1.2 CARGAS DE DISEÑO.

Las cargas de diseño (especificadas en el Capítulo N° 03 – Metrado de Cargas, del presente documento) deberán cumplir con lo especificado en las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) indicadas a continuación.

- Metrado de Cargas: Norma E.020
- Análisis Sísmico: Norma E.030
- Diseño de Elementos de Concreto Armado: Norma E.060

1.3 MATERIALES SELECCIONADOS.

Para el diseño del edificio se usará únicamente concreto armado y acero de refuerzo las características se muestran a continuación:

Propiedades del Concreto Armado:

- Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la compresión: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Deformación Unitaria Máxima: $cu = 0.003$
- Módulo de Elasticidad $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$: $Ec = 15,000 \text{ f'c} = 2,173,706.5 \text{ tn/m}^2$
- Módulo de Elasticidad $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$: $Ec = 15,000 \text{ f'c} = 2,509,980.0 \text{ tn/m}^2$
- Peso Unitario Concreto Armado: $2,400 \text{ kg/m}^3$

Propiedades Acero de Refuerzo:

- Esfuerzo de fluencia: $fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia a la tracción: $fu = 6,300 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $Es = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria de Fluencia (fy/Es): $y = 0.0021$
- Peso Unitario Acero: $7,850 \text{ kg/m}^3$

Ladrillos: en la arquitectura del edificio (ver planos Anexo 06), encontramos tabiques con anchos de 15 cm, donde se usa ladrillos King Kong convencionales de 13 cm de ancho acomodado en soga o cabeza respectivamente.

Los valores y fórmulas para realizar los análisis y diseños de los elementos de concreto armado, son los indicados en las Normas de diseño que sirven como referencia para el desarrollo del presente proyecto.

1.4 MÉTODO DE DISEÑO

Todos los elementos de Concreto Armado se diseñarán por el Método de Diseño por Resistencia. En este método de Diseño, requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas especificadas en la Norma Nacional de Concreto Armado E.060 Artículo 9.2, con la que se obtiene la resistencia requerida (U), es decir que se analiza la estructura en su etapa última.

Estas combinaciones de carga son:

$$U = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$$

$$U = 1.25 \times (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 \times CM \pm CS$$

Donde: CM: carga muerta

CV: carga viva

CS: carga de sismo

Por otro lado, la resistencia de diseño de cada elemento debe tomarse como la resistencia nominal, es decir la resistencia proporcionada considerando el refuerzo colocado, y que será afectada por ciertos factores de reducción de resistencia (), según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento.

Estos factores de reducción de resistencia se indican en el R.N.E. en el artículo 10.3.2 de la Norma E.060.

SOLICITACIÓN	FACTOR DE REDUCCIÓN ()
Flexión	0.90
Tracción y flexo-Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión:	
- Elementos con espirales	0.75
- Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el Concreto	0.70
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto Simple	0.65

TABLA N° 02: Factores de Reducción de Carga () según la Norma E.060.

En conclusión, lo que se busca obtener para el diseño de los elementos estructurales es lo siguiente:

Resistencia de Diseño Resistencia Requerida (U)

$$R_n \quad R_u$$

CAPÍTULO Nº 02: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.

2.1 ESTRUCTURACIÓN.

2.1.1 Consideraciones Generales:

La primera etapa para abordar un proyecto es realizar la estructuración del edificio. Esta etapa implica definir la ubicación de todos los elementos estructurales, llámense vigas, columnas, placas, losas, muros, etc. Se realiza en base a los planos de arquitectura y siguiendo las especificaciones especiales del arquitecto. Queda claro que los elementos antes mencionados deben de ser diseñados en una etapa posterior ante solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas.

Los criterios básicos a seguir son la funcionalidad, seguridad, simpleza, regularidad, estética y por supuesto la economía del proyecto. Sin embargo, adicional a esto debe pensarse en la continuidad y uniformidad de los elementos estructurales como placas y columnas para garantizar una buena rigidez lateral, hiperestaticidad y monolitismo.

Es el primer paso que se sigue para diseñar un edificio y uno de los más importantes, ya que de la estructuración, dá la variabilidad de los resultados del análisis estructural respecto de las fuerzas reales.

2.1.2 Estructuración del Edificio:

Así pues el edificio en estudio se ha estructurado con placas de concreto armado ubicados de manera simétrica en el área del edificio, que van desde la cimentación hasta la azotea, que en conjunto con las columnas, vigas peraltadas y techos aligerados; conforman un edificio que cumplen con los criterios fundamentales de estructuración antes mencionados.

- Las losas, como se verán más adelante, han sido consideradas como aligeradas armadas en dos direcciones y de un espesor típico para uniformizar la construcción, compuesta por ladrillos de 30x30x20, que se colocan entre viguetas de 10cm de ancho, espaciadas cada 30cm y una losa superior de 5cm, ya que es un sistema en el que se consideran como uno de los elementos más usados en la construcción. Se usan con la finalidad de conseguir estructuras más ligeras y económicas, lo que es beneficioso para disminuir las fuerzas originadas por la acción de los sismos, así como las dimensiones de las cimentaciones y de otros elementos de la estructura.
- Las vigas son los elementos que recibirán las cargas de las losas y la transmitirán directamente hacia las columnas o placas, junto a las columnas forman lo que se denominan los pórticos. Se dispondrán de tal manera que una las placas y columnas entre si y formen pórticos y pórticos mixtos con placas de concreto armado.

Tendrán el mismo peralte en las dos direcciones para mantener el diseño arquitectónico del edificio para evitar el impacto visual de los ocupantes, para lo cual se colocarán en lugares donde se puedan disimular, como por ejemplo en ejes de tabiques, divisiones de ambientes.

- Las vigas en su mayoría son peraltadas; por otro lado, en algunos casos se han dispuesto también vigas de menor peralte, en un eje intermedio entre los ejes "2" y "3", como también en la zona del ascensor; las cuales sirven principalmente para soportar el peso de los tabiques de ladrillos colocados encima de los paños de losas, de esta manera se conseguirá evitar posibles fisuras debido a una flexión excesiva en el aligerado y poder tomar las cargas del aligerado y transmitir las directamente a las vigas.

- La presencia de vigas de menor peralte obedece a dos razones: La primera es estructural, porque es necesario su colocación debido a la existencia de un tabique paralelo al aligerado, entonces para su adecuado sostenimiento se coloca una viga de menor peralte; y la segunda razón es Arquitectónica porque el diseñador podría poner una viga de mayor peralte en un lugar que va en contra de la perspectiva de arquitecto, que desea espacios libres o techos lisos para darle mayor sensación de espacios a los ambientes es decir razones estéticas a considerar.
- Las columnas se dispondrán en la parte interior del área del edificio, porque en los extremos laterales de la edificación habrá placas. Las columnas estarán ubicadas y distanciadas de tal manera de formar pórticos, respetando el requerimiento arquitectónico del edificio y para que estas no interfieran con la circulación de los vehículos en la zona del estacionamiento.

Las columnas serán peraltadas en la dirección de y-y por las cargas de gravedad que recibirán de las vigas.
- Las placas son muros de concreto armado; tienen como finalidad tomar el mayor porcentaje de fuerza sísmica a la vez que provee a la estructura de rigidez lateral evitando desplazamientos excesivos, que puedan dañar a los elementos estructurales y no estructurales. La arquitectura ha permitido una adecuada densidad de placas de forma simétrica dando al edificio adecuada rigidez lateral y torsional. Las placas estarán ubicadas en los extremos laterales del edificio, así como también en la caja del ascensor y ductos continuos, aquí fueron consideradas placas de menor dimensión.
- La separación de los diversos ambientes de los departamentos se realizará mediante tabiques de albañilería, los cuales se construirán luego de haberse

realizado el llenado de las losas de techos. En la azotea, se ha considerado el uso de parapetos de albañilería anclados a los techos mediante columnetas de concreto armado.

- Los parapetos de los alfeizares de las ventanas de fachada se construirán también de albañilería, estos serán separados de la estructura principal dejando una junta entre columnas y los parapetos, evitando así problemas de columna corta.
- La escalera es el elemento que sirve de escape en caso ocurra un siniestro (sismo, incendio, etc.), por lo que debe prestársele especial atención a su diseño. La escalera es un elemento muy rígido, cabe señalar que en nuestro proyecto la escalera está integrada con toda la edificación por lo tanto no es necesario aislarla. La escalera del edificio está ubicada en el paño central posterior y será típica en todos los niveles y ubicado en la parte posterior del ascensor.
- Se usarán muros de contención alrededor del sótano de 0.30 m de espesor para contrarrestar así las cargas laterales transversales a su plano, provenientes del empuje del terreno, el análisis se hará por separado no incluyendo en el modelamiento del ETABS ya que al ser un sótano de mediana altura, este no afectara significativamente al análisis.
- En cuanto a la cimentación está encargada de transmitir al terreno las cargas de manera tal que no exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo, asegurando así los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad de la edificación. Nuestra cimentación ha sido diseñada en base a una platea de cimentación que se utiliza en caso de edificaciones pesadas y con cargas muy elevadas.

- Cabe resaltar que todo este plan de estructuración necesita ser verificado mediante un análisis sísmico, el cual se realiza en el Capítulo 4.

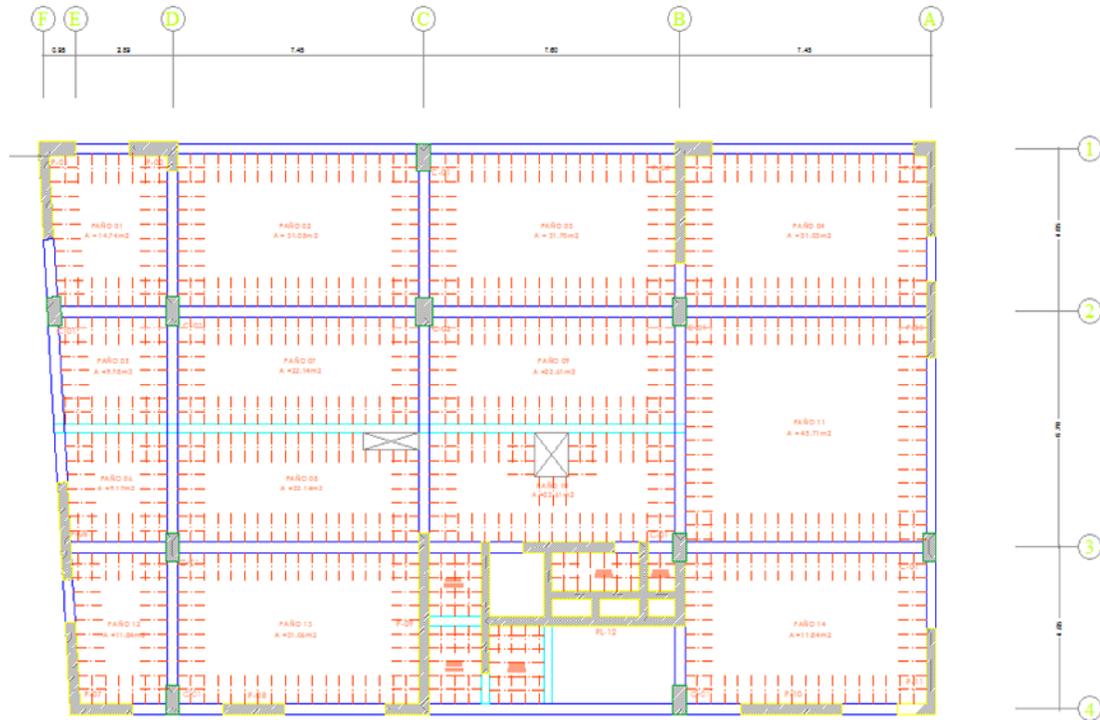


FIG. N°08 Dirección del Aligerado en Planta – Estacionamiento.

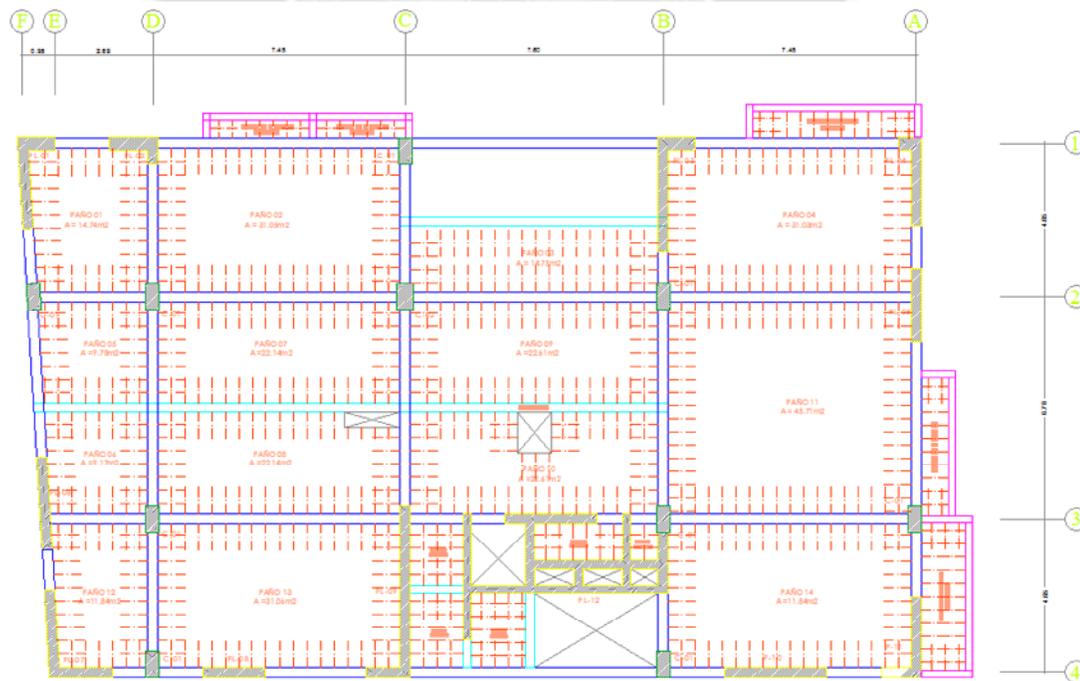


FIG. N°09 Dirección del Aligerado en Planta – 1ro, 3ro, 5to, 7mo piso.

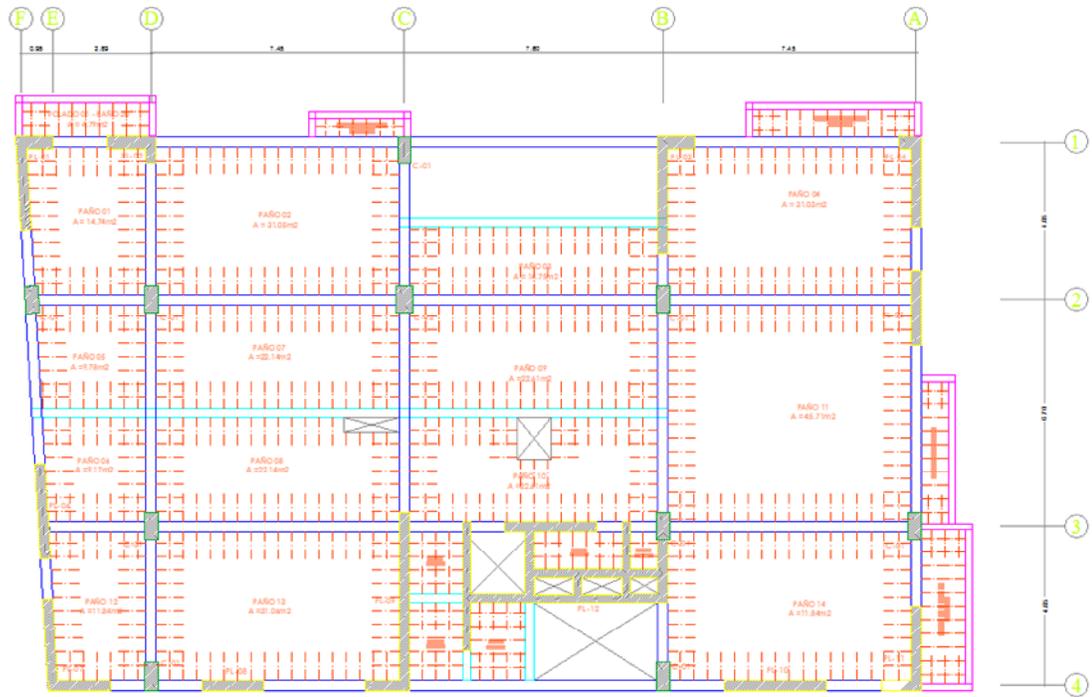


FIG. N°10 Dirección del Aligerado en Planta – 2do, 4to, 6to, 8vo piso.

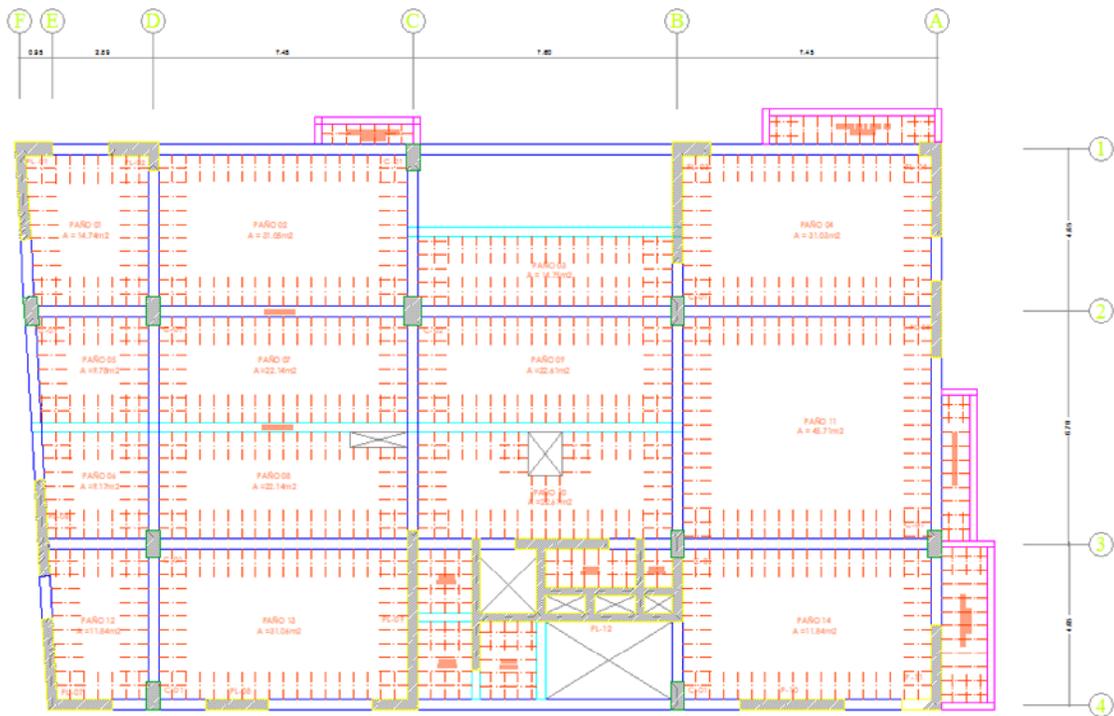


FIG. N°11 Dirección del Aligerado en Planta – 9no piso

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO

Una vez definida la estructuración se proceden a predimensionar todos los elementos siguiendo los requerimientos del RNE. Este proceso consiste en dar de forma tentativa o definitiva las dimensiones de las vigas, columnas, placas, losas, etc. Cabe resaltar que estas dimensiones están sujetas a comprobaciones posteriores, ya sea en el análisis sísmico o en el diseño en sí (Capítulo N°5 y Capítulo N°6).

2.2.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas en Dos Direcciones:

En el Perú las losas aligeradas se hacen con viguetas de 10cm de ancho, separadas a una distancia libre de 30 cm, debido a que los ladrillos se fabrican con este ancho, también los aligerados usuales en nuestro país son de 17cm, 20cm, 25cm y 30cm; considerando que los ladrillos se fabrican en espesores de 12, 15, 20 y 25 cm respectivamente.

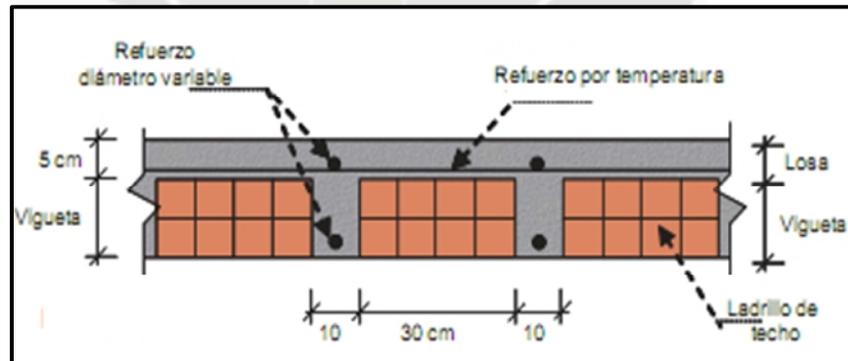


FIG. N°012 Detalle General del Aligerado

Cuando se tienen paños más o menos cuadrados y de luces comprendidas entre 6 y 8m aproximadamente, se pueden usar aligerados en dos direcciones. En estos casos se podrá considerar: (Antonio Blanco B, - 1994)

- $h = 25$ para luces comprendidas entre 6.5 y 7.5 mts.
- $h = 30$ para luces comprendidas entre 7.0 y 8.5 mts.

En concordancia con los criterios mencionados se observa en nuestro proyecto, que uno de los paños más desfavorables con paños casi cuadrados se encuentran entre los ejes "C"- "D" y ejes "2"- "3" con longitudes de 6.70m y 7.50m; por lo tanto tendríamos que usar un peralte de 25 cm.

También se tiene que para el predimensionamiento del espesor de las losas, puede utilizarse la siguiente expresión $lc/35$; donde lc es una longitud corta entre apoyos, lo que será redondeado a un valor inmediatamente superior múltiplo de 5 cm; para nuestro proyecto teniendo en cuenta el mismo paño desfavorable tomamos la longitud más corta de 6.70m, remplazamos tenemos:

$$\frac{lc}{35} = 0.19 \text{ redondeando } 0.20$$

Por lo tanto para fines de nuestro proyecto usamos un peralte de 25 cm en todas las losas aligeradas para uniformizar el proceso de construcción.

2.2.2 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas:

El Predimensionamiento de vigas sismorresistentes debe garantizar rigidez y resistencia para soportar las cargas de gravedad y las cargas sísmicas. Para el predimensionamiento de vigas tomaremos un peralte del orden de:

$h > ln/12$ y $h < ln/10$ (para cargas verticales) donde " ln " es la mayor luz libre (Antonio Blanco, - 1994).

En concordancia con los criterios mencionados se observa en nuestro proyecto, en los ejes 2, 3 de todos los pisos, los tramos centrales de las vigas tienen una luz libre de 7.20 m, siendo las luces máximas presentes en todo el edificio.

$$h > \frac{ln}{12} = 0.60m. \quad \text{ó} \quad h < \frac{ln}{10} = 0.72m.$$

Visto lo anterior, se eligen peralte de 0.70m para todas las vigas peraltadas que forman parte de pórticos con responsabilidad sísmica.

En cuanto al ancho de las vigas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.3 indica que ésta no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 25 cm. Salvo que se tengan vigas de gran peralte, controlará la segunda condición. Considerando este criterio se elige 0.30x0.70 m para todas las vigas con responsabilidad sísmica.

2.2.3 Predimensionamiento de Vigas Chatas:

Las vigas chatas son elementos estructurales que reciben directamente las cargas de la tabiquería colocada en el sentido del armado de las losas aligeradas, estas vigas al no formara parte de los pórticos principales tendrán la altura de la losa que las rodea, en nuestro caso serán de 0.25 m.

En estos casos sólo se dimensiona el ancho de la viga para tratar de satisfacer el requerimiento de resistencia por fuerza cortante. Para predimensionar las vigas chatas, se debe verificar que la sección escogida pueda soportar al tabique, esto se realiza comprobando que la fuerza cortante última (V_u) en la sección crítica de la viga sea menor que la fuerza cortante nominal (V_c) que puede soportar la viga sin necesidad de considerar el acero de refuerzo.

Según la Norma E.060 - Artículo 11.3.1.1, la resistencia nominal al corte de una sección rectangular de concreto viene dada por la siguiente expresión.

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

Donde: V_c = Resistencia al corte de la sección

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

b_w = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo

Y además sabemos que la resistencia de diseño V_c debe ser mayor que la resistencia requerida V_u , con $\phi = 0.85$ para solicitaciones de corte según la norma E.060 artículos 9.1.1 y 9.3.2.3.

$$V_c \geq V_u$$

Entonces usando estas dos condiciones podemos obtener una expresión para hacer un cálculo tentativo del ancho de una viga chata:

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

El peralte efectivo "d" para vigas chatas será la altura total de la viga menos el recubrimiento (3 cm). Dado que la altura de la losa es igual a la de la viga chata se tiene que esta será de 25 cm, por lo tanto el peralte efectivo será de 22 cm.

La sección crítica de la viga chata, donde se debe evaluar la fuerza cortante, se encuentra a una distancia "d" de la cara del apoyo, es decir a 22 cm.

Para poder definir el ancho de la viga, primero se debe conocer el valor de V_u , nosotros asumiremos un valor de $b_w = 20$, luego de haberse realizado el análisis estructural respectivo en conjunto con el análisis del software ETABS 2015, tendremos

el valor de las fuerzas cortantes V_u que va a resistir, y que se verificará con lo establecido en la norma E.060 donde: la resistencia de diseño V_c debe ser mayor que la resistencia requerida V_u , con $\phi = 0.85$ para solicitaciones de corte.

Por lo tanto para nuestro proyecto tomamos vigas chatas de **20 x 25** cm, luego se realizará la verificación de la sección utilizando el software ETABS 2015

2.2.4 Predimensionamiento Columnas:

Son los elementos, generalmente verticales, que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlos hacia la cimentación, y permiten que una edificación tenga varios niveles.

Desde el punto de vista sísmico, las columnas son elementos muy importantes pues forman con las vigas los denominados pórticos, que constituyen el esqueleto sismo resistente junto con los muros si existieran.

Dado que el edificio en estudio está estructurado con columnas y placas; las columnas recibirán cargas de sismo y su diseño estará gobernado por la carga axial que actúe sobre ellas.

Para esta condición las columnas se pueden dimensionar usando la siguiente expresión (Antonio Blanco B.- 1994).

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 f'c}$$

Por otra parte, la Norma E.060 en su artículo 21.6.1.2 indica que las columnas rectangulares que formen parte del sistema sismorresistente del edificio tendrán como mínimo 25 cm en su dimensión menor.

Cabe señalar que el edificio al ser íntegramente aporticado se tendrán que tomar en cuenta dimensiones mucho mayores para las columnas, las cuales serían estimadas y luego comprobadas en el análisis sísmico.

Siguiendo estas pautas y a manera de ejemplo se procederá a dimensionar la columna C-01 del eje "C" y eje "2".

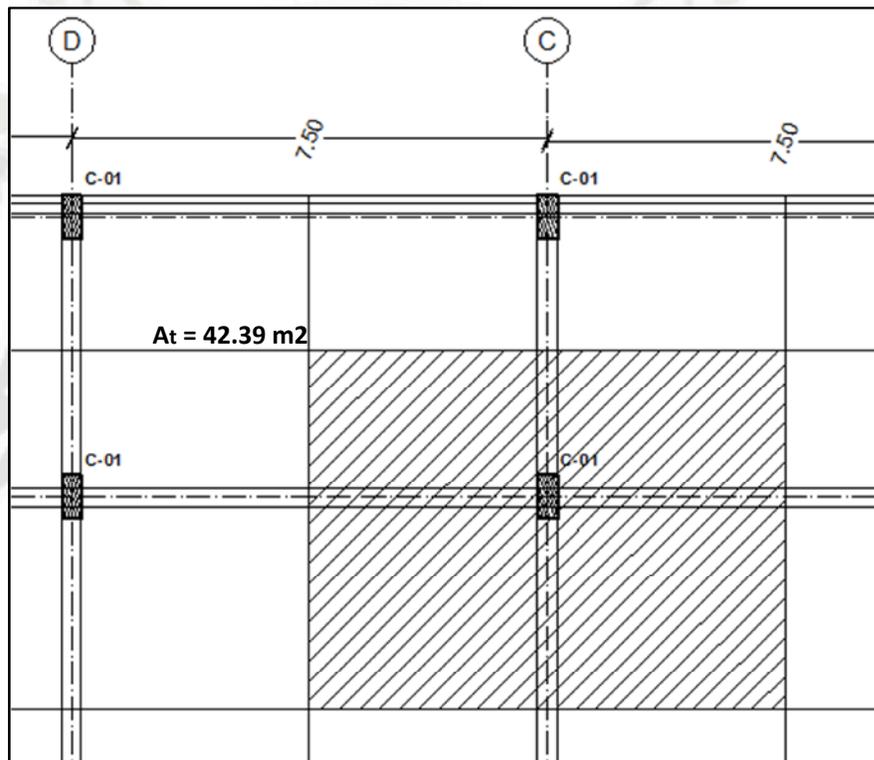


FIG. N°013 Área de Techo que Carga la Columna Analizada.

CARGA MUERTA

N° PISO	A _{alig} (m ²)	Aligerado Pm (ton)	A _t (m ²)	Piso T. Pm (ton)	A _{viga} (m ²)	L _{viga} (m)	P. C°A° (ton/m ³)	Peso P. de viga Pm (ton)	A _{col} (m ²)	H _{col} (m)	P. C°A° (ton/m ³)	Peso P. de columna Pm (ton)	A _t (m ²)	P. Tabiq (Tn/m ²)	Peso P. de tabiquería Pm (ton)	ΣPm (ton)
1	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	3.00	2.40	1.51	42.39	0.10	4.24	32.40
2	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
3	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
4	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
5	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
6	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
7	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
8	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
9	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	0.10	4.24	32.30
Azotea	38.74	16.27	42.39	4.24	0.21	12.18	2.40	6.14	0.21	2.80	2.40	1.41	42.39	-	0.00	28.06
TOTAL															318.83	

TABLA N°03 Cuadro de Carga Muerta

CARGA VIVA

N° PISO	A _t (m ²)	P. vivienda (Tn/m ²)	P. vivienda Pv (ton)	A _t (m ²)	P. techo (Tn/m ²)	P. techo Pv (ton)	ΣPv (ton)
1	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
2	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
3	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
4	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
5	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
6	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
7	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
8	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
9	42.39	0.20	8.48	42.39	0.00	0.00	8.48
Azotea	42.39	0.00	0.00	42.39	0.10	4.24	4.24
TOTAL							80.54

TABLA N°04 Cuadro de Carga Viva

Para este edificio, las columnas se predimensionaron primeramente para una resistencia de concreto de 210 kg/cm², aplicando los criterios anteriormente expuestos y habiendo hecho un metrado de cargas por área tributaria aproximado tenemos:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c} \quad \text{--->} \quad \text{Área de columna} = \frac{399.37(1000)}{0.45 (210)} = 4,226.14 \text{ cm}^2.$$

Se obtiene un área de 4,226.14 cm² lo cual nos daría dimensiones muy grandes y columnas muy robustas, por lo que optamos predimensionar con una resistencia de concreto 280 kg/cm², tenemos:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c} \quad \text{--->} \quad \text{Área de columna} = \frac{399.37(1000)}{0.45 (280)} = 3,169.63 \text{ cm}^2.$$

Se obtiene un área de 3,169.63 cm² consideramos columnas de *40 x 80 cm.

$$40 \times 80 = 3,200.00 > 3,169.63 - - - - > \text{OK}$$

Por lo tanto para nuestro proyecto tomamos columnas de **40 x 80** cm con una resistencia de concreto **280 kg/cm²** para el sótano y todos los pisos, luego se realizara la verificación de la sección utilizando el software ETABS 2015.

2.2.5 Predimensionamiento de Placas:

Las placas de concreto son elementos importantes cuya función principal es la de absorber esfuerzos cortantes debidos al sismo. Al incluir placas en la estructura se estará mejorando la rigidez del edificio en el sentido en el que la placa esté orientada, aliviando así a los pórticos tradicionales formados por columnas y vigas.

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. Esto significa que podría prescindirse de las placas si se desea que los pórticos tomen el 100% del cortante sísmico.

Sin embargo, el considerar edificaciones solamente con pórticos hace que se obtengan deformaciones laterales muy importantes, lo cual no es conveniente, por lo que es ideal combinar placas y pórticos de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas, con lo cual se puede obtener un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y se controla la flexibilidad de la edificación.

La Norma E.060 nos brinda algunas indicaciones que podemos seguir para establecer algunas dimensiones tentativas. En su Artículo 21.9.3.2 señala que el espesor de los muros de corte no deberá ser menor de $1/25$ de la altura de los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor de 15 cm, salvo que el edificio sea de muros de ductilidad limitada, en donde se puede considerar 10 cm de espesor mínimo, el cual no es nuestro caso.

Asimismo el Artículo 21.9.3.4 trata sobre las placas que se convierten en muros de contención en los sótanos, para las cuales se deberá considerar como mínimo 20 cm de espesor. Para el caso particular de nuestro edificio la distancia entre apoyos laterales de las placas corresponde a la altura de piso a piso, la cual es de 2.80 m. El espesor mínimo para esta condición entonces de acuerdo a la Norma E.060 controlará el espesor mínimo de 20 cm.

Nótese además que al tener vigas de 30 cm de ancho en los pórticos con responsabilidad sísmica, el ancho de las placas que sirvan de apoyo para estas vigas deberá ser como mínimo de 30 cm, caso contrario sería imposible tener un anclaje adecuado del refuerzo.

Por lo tanto, considerando que las placas tomarán gran cantidad de carga por sismo y que se tienen vigas sísmicas de 30 cm de ancho, se tomará como espesor inicial para el análisis sísmico 30 cm en todas las placas.

$$e_{min} = 30 \text{ cm.}$$

La evaluación final de la longitud de las placas se hará después de realizar el análisis sísmico.

2.2.6 Predimensionamiento de la Escalera:

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, es una estructura que conecta un nivel con otro, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio.

Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas y contrahuellas y de rellanos.

El reglamento establece que el ancho mínimo de la escalera debe ser $B = 1.20$ m en cada sentido. Además, debe tener máximo 17 pasos continuos y los descansos deben tener por lo menos una longitud de 90 cm.

También define los elementos básicos de la escalera que son paso (P) y contrapaso (CP), para los cuales establece los siguientes parámetros.

$P = 25\text{cm} - - - \text{Horizontal}$

$15 \quad CP = 17.5\text{cm} - - - \text{Vertical}$

$60 \quad 2CP + P = 64\text{cm}$

La garganta o el espesor de la garganta (t) se consideran como una losa maciza que trabaja a flexión por lo que se considera con la siguiente expresión, donde (L_n) es la luz libre proyectada horizontalmente:

$$t = \frac{L_n}{25}$$

En nuestro edificio tenemos una sola escalera que va desde el sótano a la azotea, tomando los parámetros señalados anteriormente tenemos:

Para el Sótano	
Altura del sótano	: 3.00 m
N° contrapasos "CP"	: 18
CP	= 0.167 m
P	= 0.278 m
2CP + P	= 0.61 m OK

Para Pisos Típicos	
Altura del sótano	: 2.80 m
N° contrapasos "CP"	: 17
CP	= 0.165 m
P	= 0.278 m
2CP + P	= 0.61 m OK

ESPESOR DE GARGANTA	
L_n	: 3.70 m
$t = L_n/25$: 0.148 m
t	: 0.15 m

TABLA N°05 Definición de Elementos Básicos de la Escalera.

2.2.7 Predimensionamiento del Ascensor:

Los ascensores tienen la función de conectar los diversos niveles de una edificación de una manera más rápida. En la Norma A.010 en el capítulo N°6, artículo N° 30, indica que para edificios con niveles cuya altura entre el primer y último piso tenga una diferencia mayor a 12.00m, es necesaria la instalación de ascensores. Además, para edificaciones con más de 9 pisos, es obligatorio el uso de dos (02) ascensores como mínimo. Para nuestro edificio multifamiliar bastará con tener un solo ascensor, el dimensionamiento de nuestro ascensor ha sido realizado, de acuerdo a lo estipulado en la Norma EM .070 - Transporte Mecánico, Artículo N°4 – Ascensores.

2.2.8 Predimensionamiento de la Cisterna:

El Reglamento Nacional de Edificaciones, en su capítulo IS.010 referente a Instalaciones Sanitarias, nos brinda las pautas necesarias para calcular la capacidad de las cisternas en edificaciones.

En el punto 2.2.b de la norma, se indica que los edificios multifamiliares deberán tener una dotación de agua para consumo humano de acuerdo con el número de dormitorios de cada departamento, según la siguiente tabla.

Número de Dormitorios por Departamento	Dotación por Departamento, L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

TABLA N°06 Dotación de Agua por Departamento.

Además en el punto 4.2.a y 4.2.b señala que para el agua contra incendios la fuente de agua podrá ser la red de abastecimiento público o una fuente propia del edificio, en nuestro caso será la cisterna; y para esto el almacenamiento debe ser de por lo menos 25 m³. Para edificios que emplean la combinación de cisterna, bomba de elevación y tanque elevado se requiere que la capacidad de la cisterna cubra las tres cuartas partes de la dotación diaria del edificio y el tanque elevado la tercera parte de dicha dotación. En ambos casos, los volúmenes no serán menores de 1000 litros.

Según la arquitectura de nuestro edificio multifamiliar, se cuenta con departamentos que poseen 2 habitaciones y departamentos que poseen 1 habitación; teniendo en total 35 departamentos en los 9 pisos de nuestra infraestructura.

Considerando estos puntos y que para edificios multifamiliares la dotación de agua está relacionada al número de dormitorios que hay en cada departamento, tenemos:

N° Dormitorios por Departamento	N° Departamentos	Dotación por Departamento (L/d)	Dotación total (L/d)	Dotación total (m3)
1	8	500	4000	4.00
2	27	850	22950	22.95
			TOTAL	26.95

Tenemos un total de 26950 l/d que equivale a 26.95 m3 por día.

- Volumen de la cisterna = $3/4 \times 26.95 = 20.21 \text{ m}^3 + 25.00 \text{ m}^3 = \mathbf{45.21 \text{ m}^3}$.
- Volumen de tanque elevado = $1/3 \times 26.95 = 8.98 \text{ m}^3 = \mathbf{8.98 \text{ m}^3}$.

Entonces la capacidad mínima de la cisterna será de 45.21 m3. De acuerdo a la arquitectura del edificio, se destinan 18.64 m2 para la habilitación de la cisterna.

Considerando una altura libre de 0.50 m entre el nivel del agua y el techo tenemos:

$$\text{Altura} = \frac{45.21}{18.64} + 0.5 = 2.9 \text{ m.}$$

Por lo tanto la altura de piso a techo en la cisterna será de 2.90 m, todos los muros de la cisterna serán de 0.20m, al igual que las losas de piso y techo ya que se encuentra enterrada.

2.2.9 Predimensionamiento de los Muros de Contención:

Elemento estructural cuya función principal es resistir las presiones laterales producidas por el suelo, en nuestro caso también contribuye a resistir los pesos de las losas aligeradas del sótano.

Tomando en consideración la norma E.060 en su artículo 21.9.3.4; en la cual se establece un espesor mínimo 0.20m para muros exteriores de sótano, para nuestro edificio multifamiliar tomaremos el espesor de **0.30m**, dato que después será verificado en el análisis.

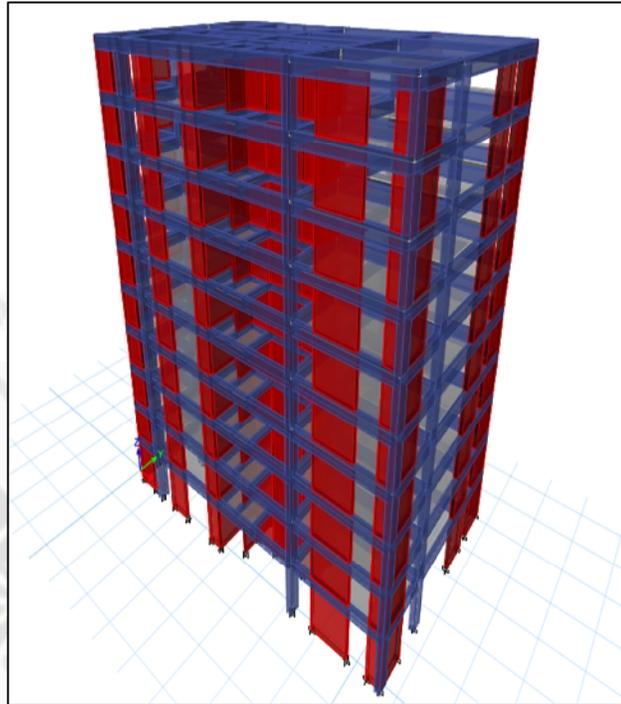


FIG. N°014 Estructuración Edificio Multifamiliar I – ETABS 2015.

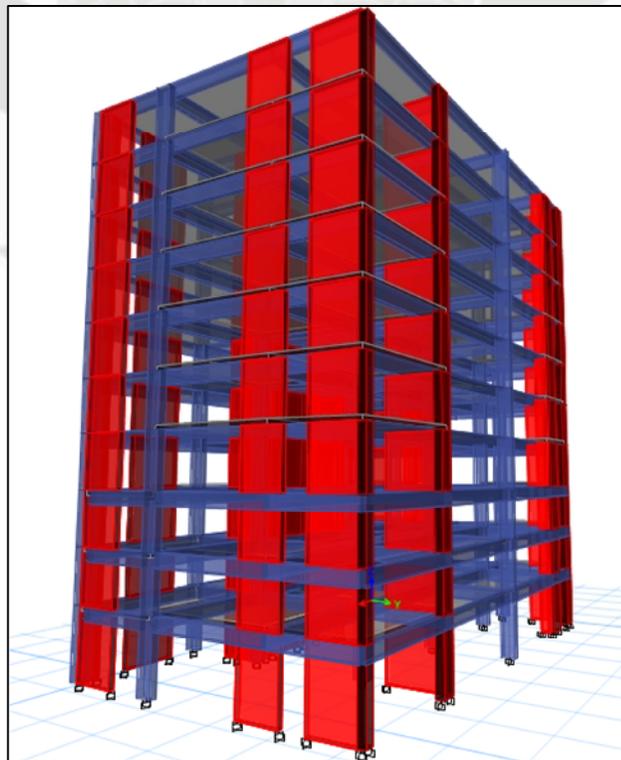


FIG. N°015 Estructuración Edificio Multifamiliar II– ETABS 2015.

CAPÍTULO N° 03: METRADO DE CARGAS

3.1 ASPECTOS GENERALES:

En este capítulo se cuantificarán las cargas verticales a las que se encuentra sometida la estructura del proyecto, considerándose como cargas muertas el peso de las estructuras del edificio (losas, vigas, columnas, placas, acabados, etc.) y como cargas vivas, a las producidas por las sobrecargas aplicadas en cada ambiente.

El metrado de cargas verticales es un complemento del metrado para el diseño sismorresistente; proceso mediante el cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales. Por lo tanto, para calcular la carga muerta que actúa sobre un elemento necesitamos saber el peso propio del elemento y el peso de los elementos que soporta. En el Anexo 1 de la Norma E.020 se presenta una tabla con los pesos unitarios de diversos materiales y elementos. Para el propósito del presente trabajo, utilizaremos los siguientes pesos unitarios:

MATERIALES	PESOS UNITARIOS
Albañilería de Unidades Sólidas	1800 kg/m ³
Peso Propio de la Tabiquería.	100 kg/m ²
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Piso Terminado.	100 kg/m ²
Losa aligerada dos direcciones h=0.25m	420 kg/m ²

TABLA N°07 Pesos Unitarios de Materiales según la Norma E.020.

Por otra parte, la Norma E.020 en su Sección 3.2.1 especifica todos los valores de carga viva repartida en los pisos, las cuales dependen del uso de la edificación. En la siguiente tabla se muestran las cargas especificadas para el caso particular del edificio en estudio:

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS
Vivienda	200 kg/m ²
Escalera	200 kg/m ²
Techo	100 kg/m ²

TABLA N°08 Cargas Vivas Repartidas para Edificios de Vivienda según la Norma E.020.

Teniendo toda esta información se procede a analizar los casos particulares para cada tipo de elemento estructural.

3.2 PESO PROPIO DE LAS LOSAS ALIGERADAS EN DOS DIRECCIONES:

Para hallar el peso propio de la losa aligerada de dos sentidos, tomamos una franja cuadrada de 0.40 m x 0.40 m (Figura 12), la altura de la losa según el predimensionamiento es de 0.25m (incluyendo los 5cm de losa propiamente dicha).

Al tener el valor de la franja de 0.40m x 0.40m podemos hallar así los valores por metro cuadrado de la losa aligerada en dos direcciones con una regla de tres simple.

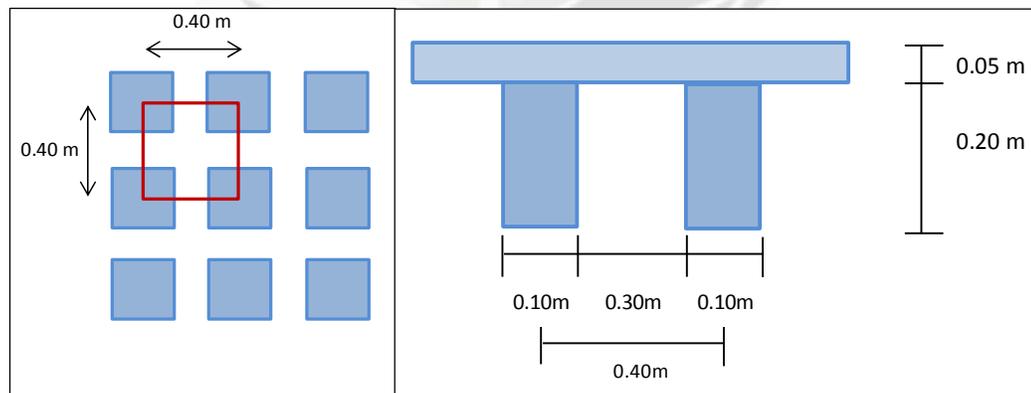


FIG. N°16 Área de Techo que Carga la Columna Analizada.

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Losas de 5 cm:} & 0.40 & \times & 0.40 & \times & 0.05 & \times & 2.40 & = & 0.0192 & \text{tn} \\
 \text{Vigueta en x:} & 0.40 & \times & 0.10 & \times & 0.20 & \times & 2.40 & = & 0.0192 & \text{tn} \\
 \text{Vigueta en y:} & 0.30 & \times & 0.10 & \times & 0.20 & \times & 2.40 & = & 0.0144 & \text{tn} \\
 \text{Ladrillo 20x30x30:} & & & & & & & & = & 0.01 & \text{tn} \\
 & & & & & & & & & \underline{0.0628} & \text{tn}
 \end{array}$$

$$0.40 \times 0.40 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\begin{array}{rcl}
 0.16 \text{ m}^2 & \longleftrightarrow & 0.0628 \text{ tn/m}^2 \\
 1.00 \text{ m}^2 & \longleftrightarrow & \mathbf{0.3925 \text{ tn/m}^2}
 \end{array}$$

Asumimos para 1m2: 0.420 tn/m2 ó 420 kg/m2

Las cargas actuantes entonces serán:

CARGA MUERTA	
Peso propio losa aligerada 2 direcciones	420 kg/m2
Piso Terminado	100 kg/m2

CARGA VIVA	
Sobrecarga Vivienda	200 kg/m2
Sobrecarga Techo	100 kg/m2

TABLA N°09 Cargas Actuantes para las Losas Aligeradas en dos Sentidos.

A continuación se detallará en las siguientes tablas el procedimiento seguido para el cálculo del peso transmitido por las losas aligeradas en dos direcciones:

NIVEL	ÁREA TRIBUTARIA	PESO LOSA	PISO TERMINADO	CM (sin tabiquería)	TABIQUERÍA	CM TOTAL
	m2	Tn/m2	Tn/m2	Tn	Tn	Tn
SOTANO	348.07	0.42	0.10	181.00	94.71	275.70
1er PISO	331.12	0.42	0.10	172.18	115.00	287.19
2do PISO	348.07	0.42	0.10	181.00	114.67	295.66
3er PISO	353.74	0.42	0.10	183.94	115.00	298.95
4to PISO	348.07	0.42	0.10	181.00	114.67	295.66
5to PISO	353.74	0.42	0.10	183.94	115.00	298.95
6to PISO	348.07	0.42	0.10	181.00	114.67	295.66
7mo PISO	353.74	0.42	0.10	183.94	115.00	298.95
8vo PISO	348.07	0.42	0.10	181.00	114.67	295.66
9no PISO	353.74	0.42	0.10	183.94	33.23	217.17
					TOTAL	2859.56

TABLA N°10 Carga Muerta para Losa Aligerada en dos Direcciones.

NIVEL	ÁREA TRIBUTARIA	S/C VIVIENDA	S/C TECHO	CV
	m2	Tn/m2	Tn/m2	Tn
SOTANO	348.07	0.20	0.10	69.61
1er PISO	331.12	0.20	0.10	66.22
2do PISO	348.07	0.20	0.10	69.61
3er PISO	353.74	0.20	0.10	70.75
4to PISO	348.07	0.20	0.10	69.61
5to PISO	353.74	0.20	0.10	70.75
6to PISO	348.07	0.20	0.10	69.61
7mo PISO	353.74	0.20	0.10	70.75
8vo PISO	348.07	0.20	0.10	69.61
9no PISO	353.74	0.20	0.10	35.37
TOTAL				661.91

TABLA N°11 Carga Viva para Losa Aligerada en dos Direcciones.

3.3 PESO PROPIO DE LAS VIGAS POR NIVEL.

Para hallar el peso propio de las vigas tomamos en cuenta los tipos de vigas existentes y las cargas de diseño actuantes.

Tipo	b (m.)	h (m.)	Área (m ²)
V1	0.30	0.70	0.21
V2	0.25	0.40	0.10
VCH	0.20	0.25	0.05

TABLA N°12 Tipos de Vigas Existentes.

CARGAS MUERTAS REPARTIDAS (CM)		
CONCRETO ARMADO	2.4	Tn/m3

TABLA N°13 Cargas Actuantes para Vigas.

A continuación se detallará en las siguientes tablas el procedimiento seguido para el cálculo del peso transmitido por las vigas a la estructura en el nivel de estacionamiento y se anexará los niveles restantes (VER ANEXO 01):

ESTACIONAMIENTO (SÓTANO)						
UBICACIÓN	TIPO VIGA	ANCHO	ALTO	LONGITUD	C°A°	PESO (CM)
		m	m	m	Tn/m3	Tn
EJE 01	V1	0.30	0.70	3.84	2.40	1.94
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
EJE 02	V1	0.30	0.70	3.56	2.40	1.79
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 2 Y 3	VCH	0.20	0.25	3.36	2.40	0.40
	VCH	0.20	0.25	7.45	2.40	0.89
	VCH	0.20	0.25	7.6	2.40	0.91

EJE 03	V1	0.30	0.70	3.17	2.40	1.60
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 3 Y 4	V2	0.25	0.40	7.6	2.40	1.82
	V2	0.25	0.40	4.71	2.40	1.13
	V2	0.25	0.40	5.78	2.40	1.39
	V2	0.25	0.40	3.92	2.40	0.94
EJE 04	V1	0.30	0.70	2.89	2.40	1.46
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
EJE E	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35
	V1	0.30	0.70	6.71	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35
EJE D	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE C	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
ENTRE EJE C Y B	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	0.75	2.40	0.18
EJE B	V1	0.30	0.70	2.52	2.40	1.27
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE A	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.4	2.34
					TOTAL	102.33

TABLA N°14 Peso Propio de Vigas - Estacionamiento.

3.4 PESO PROPIO DE LAS COLUMNAS.

Para hallar el peso propio de las columnas tomamos en cuenta los tipos de columnas existentes y las cargas de diseño actuantes.

Tipo	h (m.)	b (m.)	Área (m ²)
C1	0.80	0.40	0.32

TABLA N°15 Tipo de Columna Existente.

CARGAS MUERTAS REPARTIDAS (CM)		
CONCRETO ARMADO	2.4	Tn/m3

TABLA N°16 Cargas Actuantes para Columnas.

A continuación se detallará en la siguiente tabla el procedimiento seguido para el cálculo del peso transmitido por las columnas a la estructura en los distintos niveles de la edificación:

PISO	COLUMNA	N° Veces	Área	h	Volumen	C°A°	PESO (CM)
			m2	m	m3	Tn/m3	Tn
SÓTANO	C1	10.0	0.32	2.90	9.28	2.40	22.27
1er PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
2do PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
3er PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
4to PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
5to PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
6to PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
7mo PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
8vo PISO	C1	10.0	0.32	2.80	8.96	2.40	21.50
9no PISO	C1	10.0	0.32	1.40	4.48	2.40	10.75
TOTAL							205.06

TABLA N°17 Peso Propio de Columnas en la Edificación.

3.5 PESO PROPIO DE LAS PLACAS.

Para hallar el peso propio de las placas tomamos en cuenta los tipos de placas existentes y las cargas de diseño actuantes.

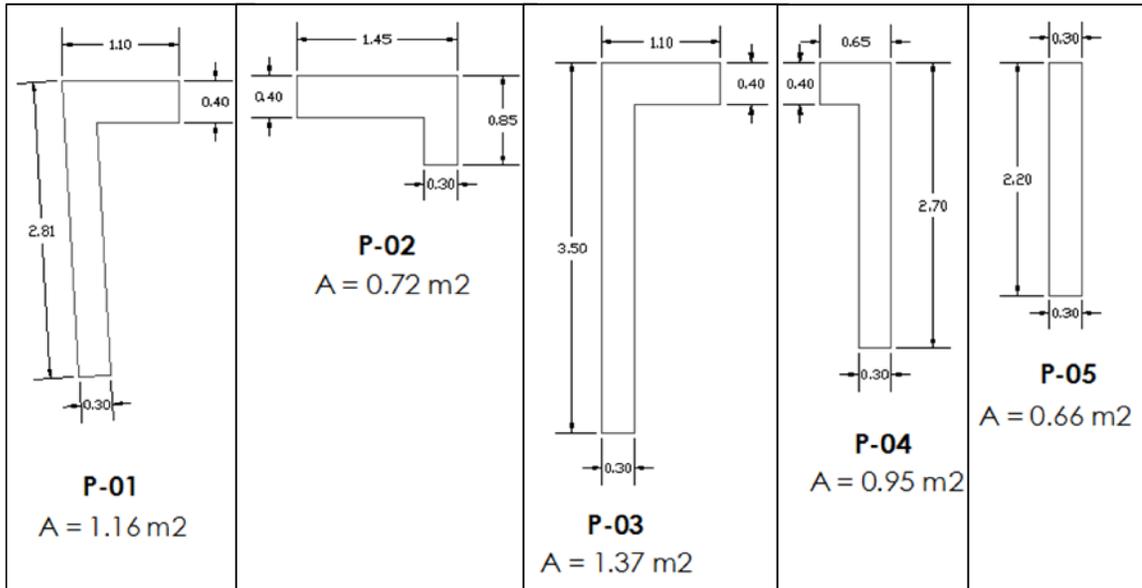


FIG. N°17 Tipos de Placas Existentes I.

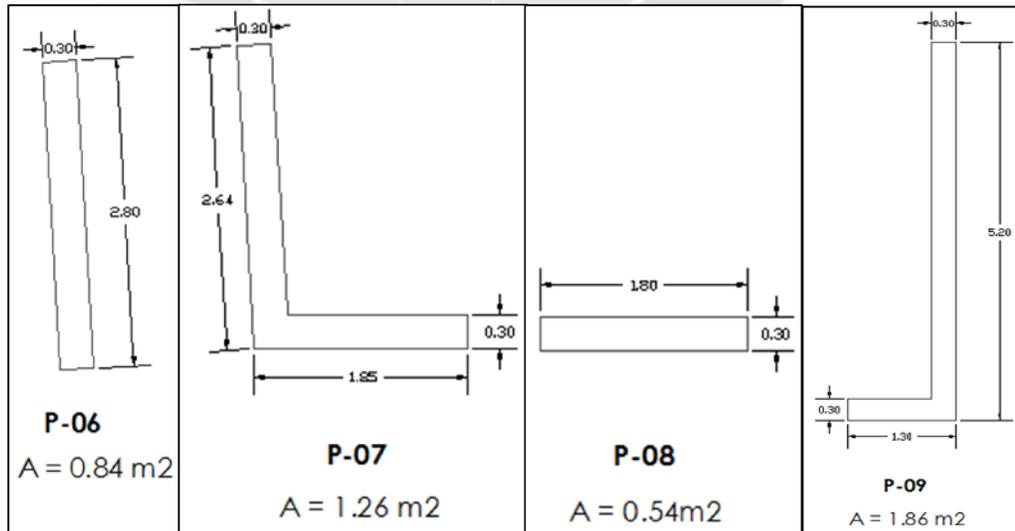


FIG. N°18 Tipos de Placas Existentes II.

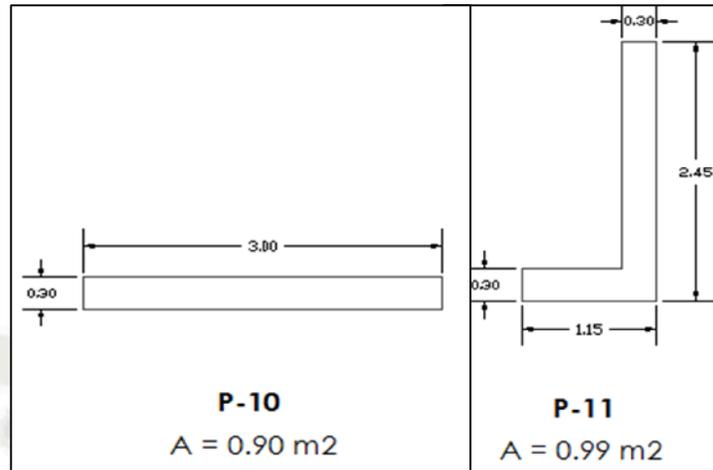


FIG. N°19 Tipos de Placas Existentes III.

CARGAS MUERTAS REPARTIDAS (CM)		
CONCRETO ARMADO	2.4	Tn/m3

TABLA N°18 Cargas Actuantes para Placas.

A continuación se detallará en las siguientes tablas el procedimiento seguido para el cálculo del peso transmitido por las placas a la estructura en el nivel de estacionamiento y se anexará los niveles restantes (VER ANEXO 01):

PISO	PLACAS	Area	h	Volumen	C°A°	PESO	PESO (CM)
		m2	m	m3	Tn/m3	Tn	Tn
SOTANO	PL-1	1.16	2.90	3.364	2.40	8.07	114.77
	PL-2	0.72	2.90	2.088	2.40	5.01	
	PL-3	1.37	2.90	3.973	2.40	9.54	
	PL-4	0.95	2.90	2.755	2.40	6.61	
	PL-5	0.66	2.90	1.914	2.40	4.59	
	PL-6	0.84	2.90	2.436	2.40	5.85	
	PL-7	1.26	2.90	3.654	2.40	8.77	
	PL-8	0.54	2.90	1.566	2.40	3.76	
	PL-9	1.86	2.90	5.394	2.40	12.95	
	PL-10	0.90	2.90	2.61	2.40	6.26	
	PL-11	0.99	2.90	2.871	2.40	6.89	
	ASC	5.24	2.90	15.20	2.40	36.47	

TABLA N°19 Peso Propio de Placas - Estacionamiento (Sótano).

3.5 PESO PROPIO DE LA ESCALERA POR NIVEL.

En el metrado de la escalera tenemos dos partes, una parte plana que corresponde a los descansos y otra parte inclinada donde están las gradas, el metrado de la parte plana es similar al de una losa maciza, mientras que las cargas en el tramo inclinado están distribuidas en su plano, por lo que se tendrá que transformar en una carga equivalente por unidad de área, también se tomará en cuenta para el metrado, las cargas de los acabados y sobrecargas; la fórmula se muestra a continuación:

$$W_{PP} = \gamma_{concreto} \times \left[\frac{CP}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P}\right)^2} \right]$$

Donde:

γ = Peso específico del Concreto

CP = Contrapaso.

P = Paso.

t = Espesor de la garganta.

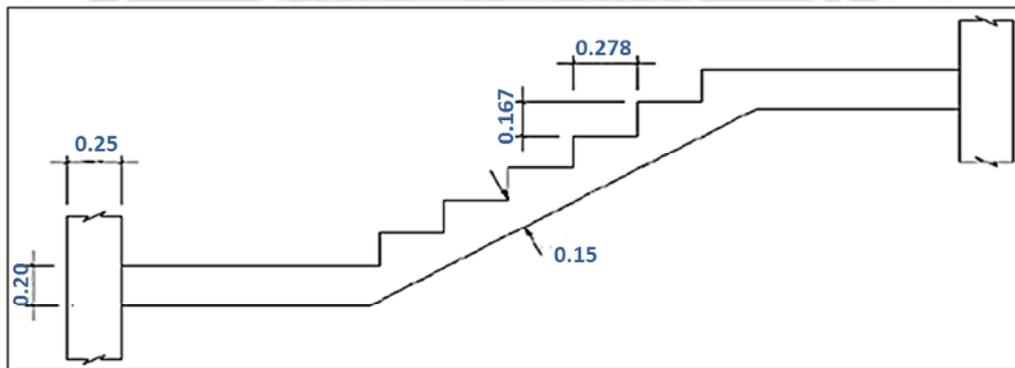


FIG. N°20 Características de la Escalera.

Para hallar el peso propio de la escalera tomamos en cuenta las cargas de diseño actuantes.

CARGAS MUERTAS REPARTIDAS (CM)		
PISO TERMINADO	0.10	Tn/m ²
CONCRETO ARMADO	2.4	Tn/m ³

CARGAS VIVAS REPARTIDAS (CV)		
SOBRECARGA ESCALERA	0.20	Tn/m ²

TABLA N°20 Cargas Actuantes para la Escalera.

Remplazando en la formula tenemos que:

$$W_{PP} = \gamma_{concreto} \times \left[\frac{CP}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P}\right)^2} \right]$$

$$W_{PP} = 0.62 \text{ Tn/m}^2$$

- **TRAMO INCLINADO:**

Peso Propio escalera	=	0.62	Tn/m ²
Piso Terminado	=	0.10	Tn/m ²
CM	=	0.72	Tn/m²
CV	=	0.20	Tn/m²

- **DESCANSO:**

Peso Propio descanso	=	0.48	Tn/m ²
Piso Terminado	=	0.10	Tn/m ²
CM	=	0.58	Tn/m²
CV	=	0.20	Tn/m²

Siendo el ancho de la escalera B=1.20m en todos los tramos, por lo tanto tenemos:

- TRAMO INCLINADO:	CM	=	0.86	Tn/m
	CV	=	0.24	Tn/m
- DESCANSO:	CM	=	0.70	Tn/m
	CV	=	0.24	Tn/m

PESO POR NIVEL:	CM	=	1.56	Tn/m
	CV	=	0.48	Tn/m

TABLA N°21 Carga Muerta y Viva para la Escalera por Nivel.

3.7 PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.

Para realizar el análisis sísmico es necesario realizar un metrado de masa inercial de la estructura. El peso de la estructura se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de carga viva igual a 25% (Edificaciones tipo C), de acuerdo a la NTE E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

NIVEL	LOSAS CM	VIGAS CM	COLUMNAS CM	PLACAS CM	ESCALERA CM	C. MUERTA	C. VIVA	C. SISMICA
	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
9	217.17	103.24	10.75	55.41	1.56	388.13	35.85	397.10
8	295.66	103.24	21.50	110.81	1.56	532.78	70.09	550.31
7	298.95	103.24	21.50	110.81	1.56	536.07	71.23	553.88
6	295.66	103.24	21.50	110.81	1.56	532.78	70.09	550.31
5	298.95	103.24	21.50	110.81	1.56	536.07	71.23	553.88
4	295.66	103.24	21.50	110.81	1.56	532.78	70.09	550.31
3	298.95	103.24	21.50	110.81	1.56	536.07	71.23	553.88
2	295.66	103.24	21.50	110.81	1.56	532.78	70.09	550.31
1	287.19	103.24	21.50	110.81	1.56	524.31	66.70	540.98
SOTANO 1	275.70	102.33	22.27	114.77	1.56	516.64	70.09	534.16
							TOTAL	5335.10

TABLA N°22 Resumen de Metrados de Cargas.

$$P_{total} = 5,335.10 \text{ ton}$$

CAPÍTULO N° 04: ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD.

4.1 ASPECTOS GENERALES:

Se entiende por análisis de una estructura el proceso sistemático que concluye con el conocimiento de las características de su comportamiento bajo un cierto estado de cargas; es pues el objetivo del análisis de una estructura la predicción de su comportamiento bajo las diferentes acciones para las que se postule o establezca que debe tener capacidad de respuesta.

El diseño de una estructura comienza con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales que debe tomar y procede en secuencia con los varios elementos de soporte hasta que se llega a la cimentación, estas cargas están compuestas por los pesos propios y sobrecargas de los diversos elementos estructurales tales como aligerados que soportan a los tabiques, los aligerados transmiten sus cargas a las vigas, y estas a las columnas o placas, finalmente las cimentaciones soportan todas las cargas y las transmiten al suelo.

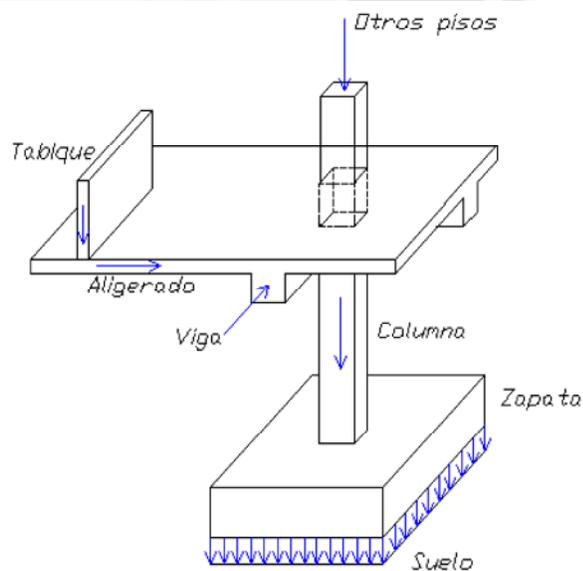


FIG. N°21 Transmisión de Cargas.

Por tanto, para diseñar una estructura, es necesario primero especificar las cargas que actuarán sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de carga y en el caso del presente proyecto, pueden dividirse en los siguientes grupos:

- *Cargas muertas*: Que son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura, siendo generalmente la mayor parte de su peso propio.
- *Cargas Vivas*: Las cuales consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación.

4.2 MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO:

Para efectuar el análisis estructural del edificio bajo cargas de gravedad, se optó por la utilización del programa de computadora ETABS 2015. Las consideraciones tomadas para modelar la estructura del edificio se resumen a continuación:

- Los valores ingresados fueron en unidades de toneladas y metros.
- Ya que el uso del edificio estará destinado a viviendas, las sobrecargas empleadas para el diseño son iguales a 0.20 Ton/m² para las losas de los pisos típicos, la sobrecarga de Piso terminado para todo los pisos igual a 0.10 Ton/m² y para la losa de la azotea se tomó en cuenta la sobrecarga de 0.10 Ton/m², según lo especificado en la NTE-020.
- Se realizó un metrado manual de cargas, añadiendo las cargas de muros de albañilería, alfeizares a las vigas que soportan directamente dichas cargas, teniendo en cuenta el peso unitario de la albañilería igual a 1.80 Ton/m³ según la Norma E.020.

- La altura del Estacionamiento (sótano) del edificio a ejes se consideró igual a 3.65m y de 2.8m para todos los demás niveles.
- Las losas son aligeradas en dos sentidos de 0.25m de espesor en todos los ambientes, fueron modeladas como tipo SLAB (Tipo de losa definida por el programa) y modelado tipo MEMBRANA para que las cargas se puedan distribuir en dos direcciones automáticamente. Para definir el espesor de estas losas en el programa se les consideró un peralte equivalente que incluye el peso del piso terminado. Es decir que para el caso de un aligerado de 0.25 m, se cuenta con el peso propio de 0.42 Ton/m² además del piso terminado 0.10 Ton/m² dando un total de 0.520 Ton/m².
- Las vigas peraltadas son de 0.30m x 0.70m y de 0.25m x 0.40 en la zona del ascensor para amarrar las placas de 0.25; con excepción de las vigas chatas ubicadas entre los eje 2 y 3, siendo estas de 0.20m x 0.25m.
- Las columnas son de 0.40m x 0.80m con una resistencia de concreto 280 kg/cm².
- Las placas se consideraron de un espesor de 0.30m de espesor y de 0.25m de espesor para la zona donde estará ubicado el ascensor de la edificación; el ascensor está ubicado entre los ejes "4 y 3" en la parte central posterior de la edificación.
- Las placas y columnas se consideran empotradas en la base.
- Generamos los diafragmas rígidos a los distintos niveles después de estar definida la ubicación de todos los elementos estructurales (columnas, placas, vigas, etc.); al respecto en la norma de albañilería la E.070 nos dice que debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en que las losas actúen como elementos que integren a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales. Se debe

procurar que las aberturas en las losas sean lo más pequeñas posibles, de no ser posible, la recomendación es colocar vigas chatas de concreto armado.

- Para nuestra modelación en el programa ETANS 2015 hemos realizado tres chequeos, los cuales son:
 - ✓ Verificamos que no se produzca torsión en el periodo uno (T1) al ser corrido el programa.
 - ✓ Chequeamos que los desplazamientos laterales en “X” y “Y” deberían ser menores a los desplazamientos máximos establecidos en la Tabla N°8 del Artículo N°15 en la Norma E.030, la cual estipula derivas máximas de entrepiso de acuerdo al tipo de material; en nuestro caso al tener como material predominante el concreto armado las derivas deben ser menores a 0.007.
 - ✓ Calculado el peso total de la estructura (P) y remplazado en la fórmula de la fuerza cortante estática total: $V_{est} = \frac{Z.U.S.C}{R} \times P$ debe cumplirse lo señalado en la Norma E.030, Artículo N°18 punto “d”: la fuerza cortante dinámica de la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del de la fuerza cortante estática: $V_{din} \geq 80\% V_{est}$.

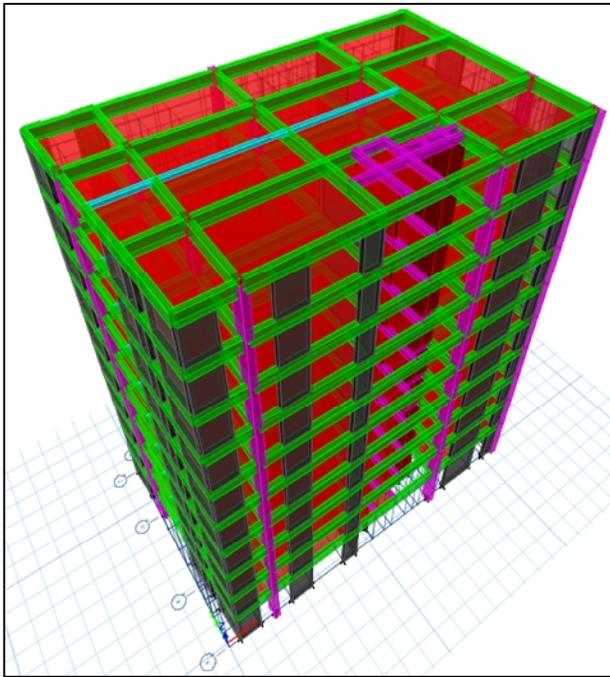


FIG. N°22 Vista Frontal del Modelo Estructural Generado por el programa ETAB 2015.

4.3 RESULTADO DEL ANÁLISIS BAJO CARGAS DE GRAVEDAD:

A continuación se muestran los diagramas de cargas de gravedad para los distintos ejes de la estructura:

Pórtico del eje A:

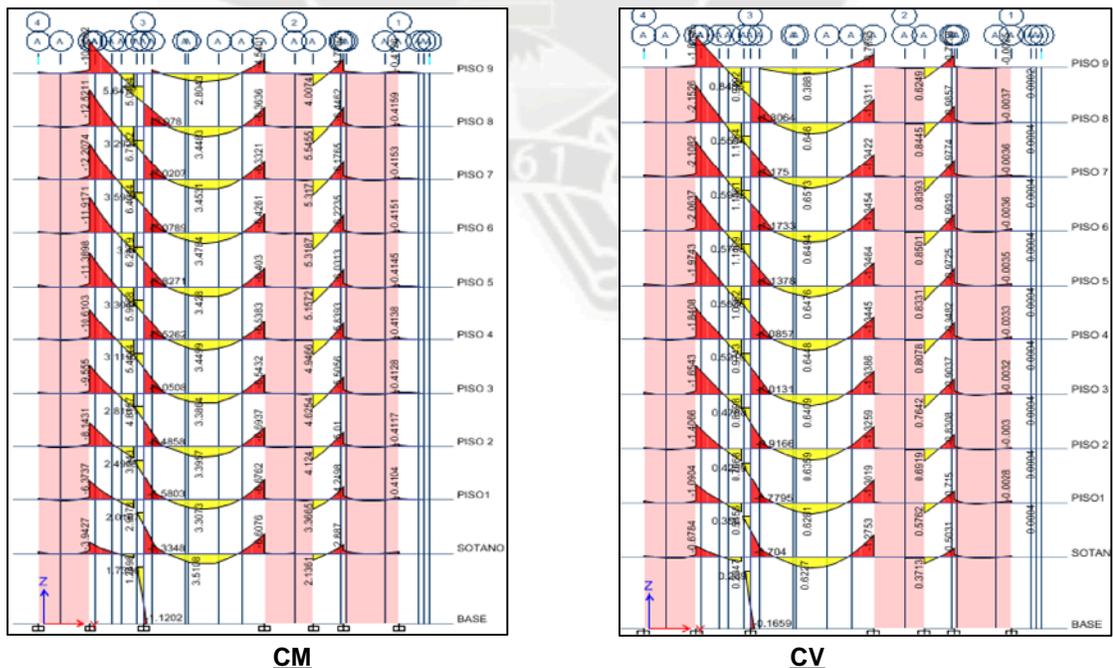
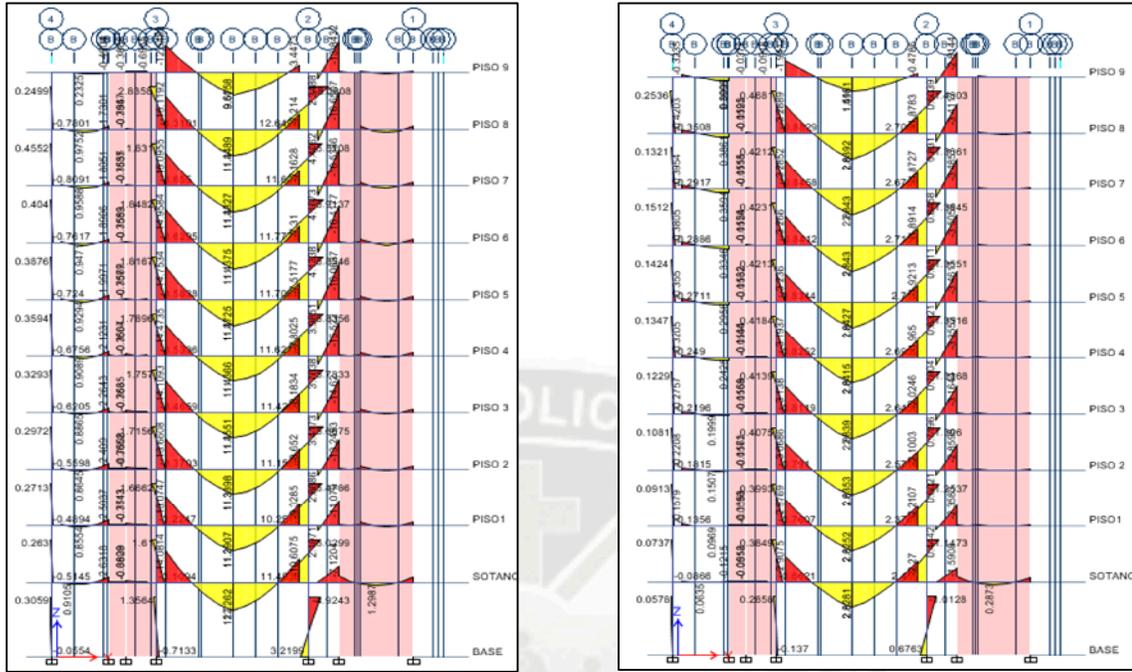


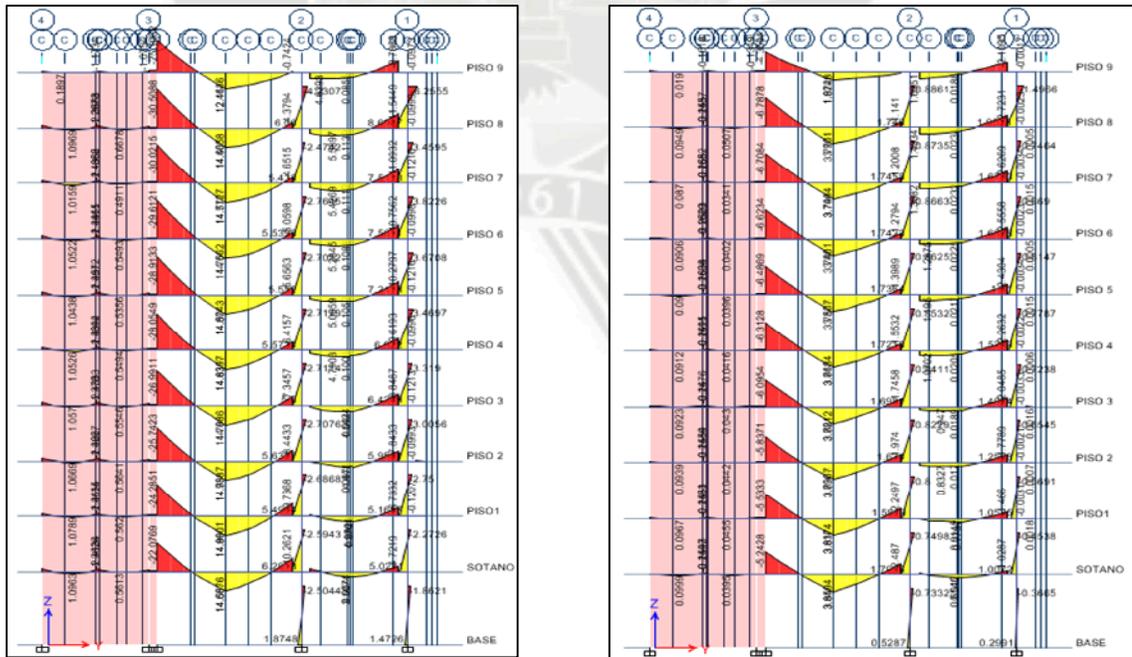
FIG. N°23 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico "A" debido a las Cargas Muertas y Cargas Vivas.

Pórtico del eje B:



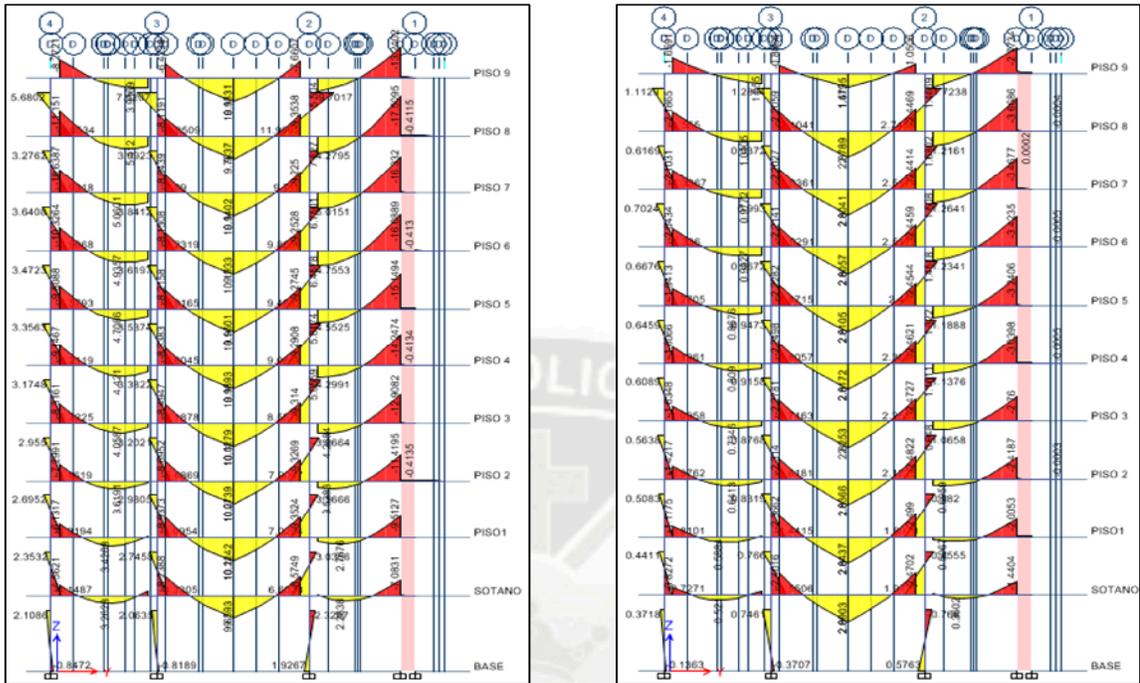
CM **CV**
 FIG. N°24 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico “B” debido a las Cargas Muertas y Cargas Vivas.

Pórtico del eje C:



CM **CV**
 FIG. N°25 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico “CB” debido a las Cargas Muertas y Cargas Vivas.

Pórtico del eje D:



CM **CV**
FIG. N°26 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico “D” debido a las Cargas Muertas y Cargas Vivas.

Pórtico del eje 1:

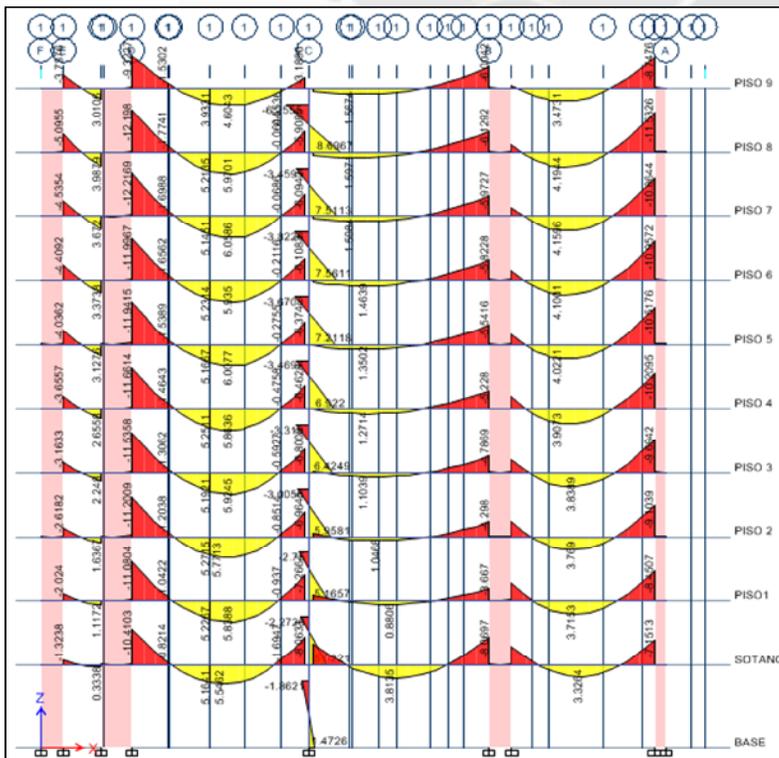


FIG. N°27 Fuerzas Internas Actuales sobre el Pórtico “1” Debido a las C.M.

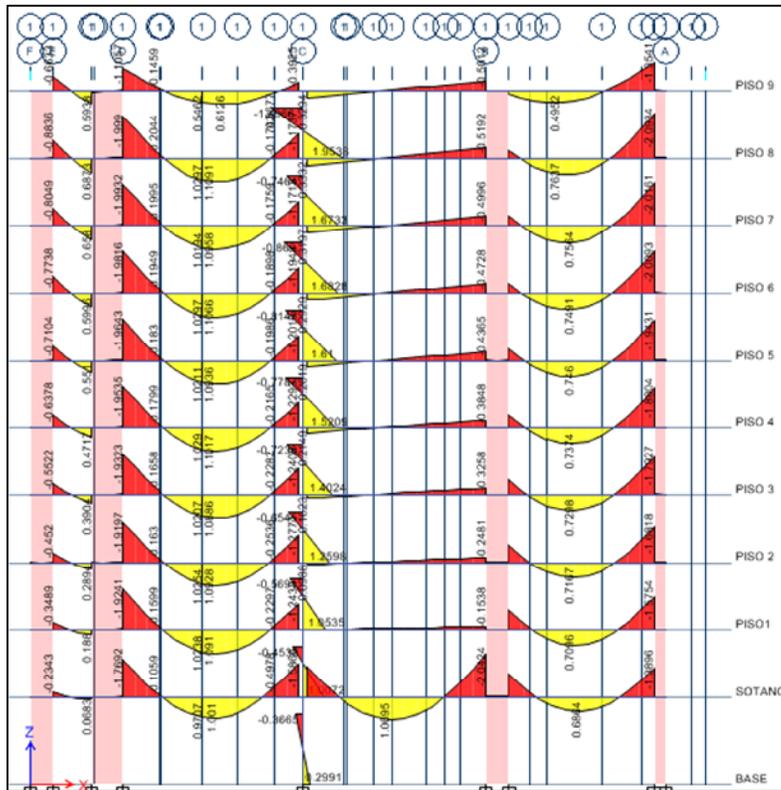


FIG. N°28 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "1" debido a las C.V.

Pórtico del eje 2

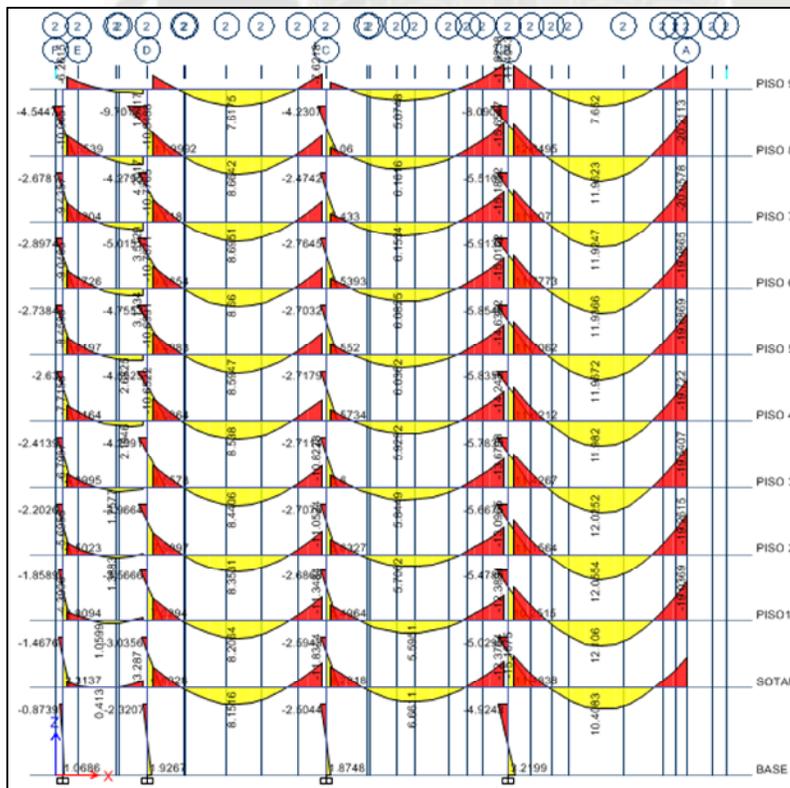


FIG. N°29 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico "2" Debido a las C.M.

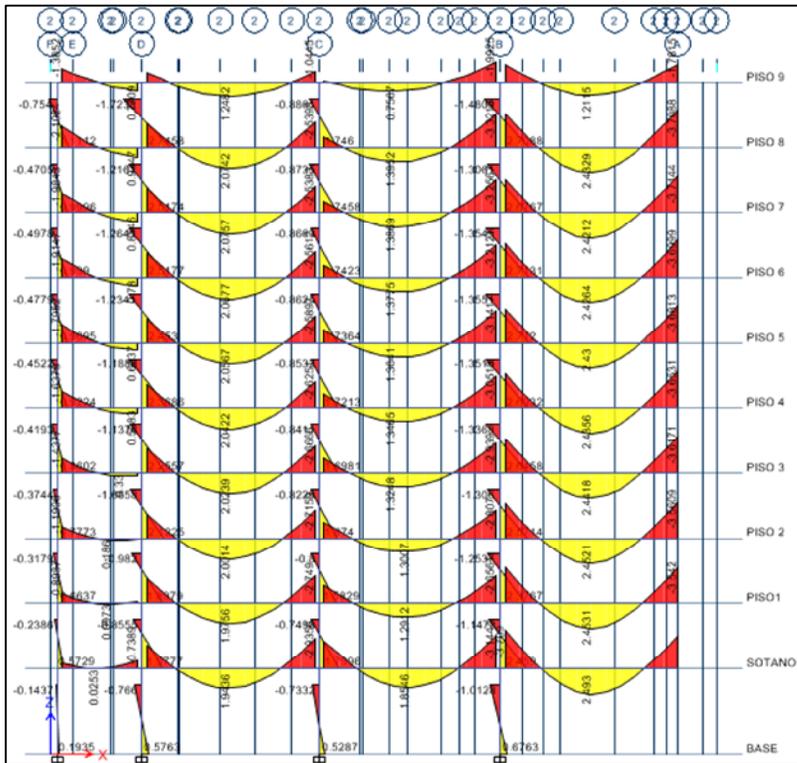


FIG. N°30 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico “2” debido a las C.V.

Pórtico del eje 3:

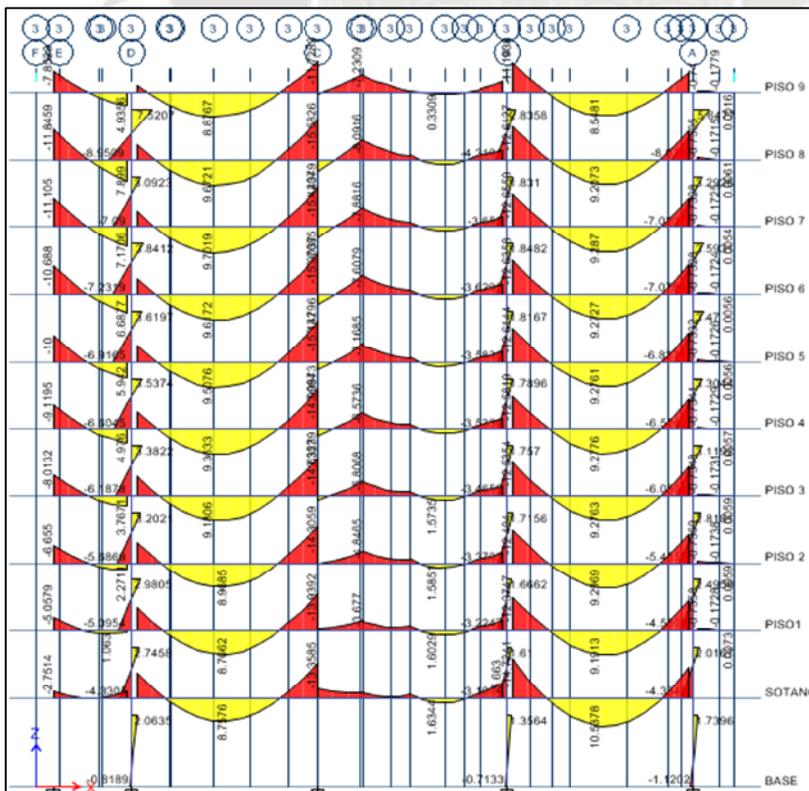


FIG. N°31 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico “3” Debido a las C.M.

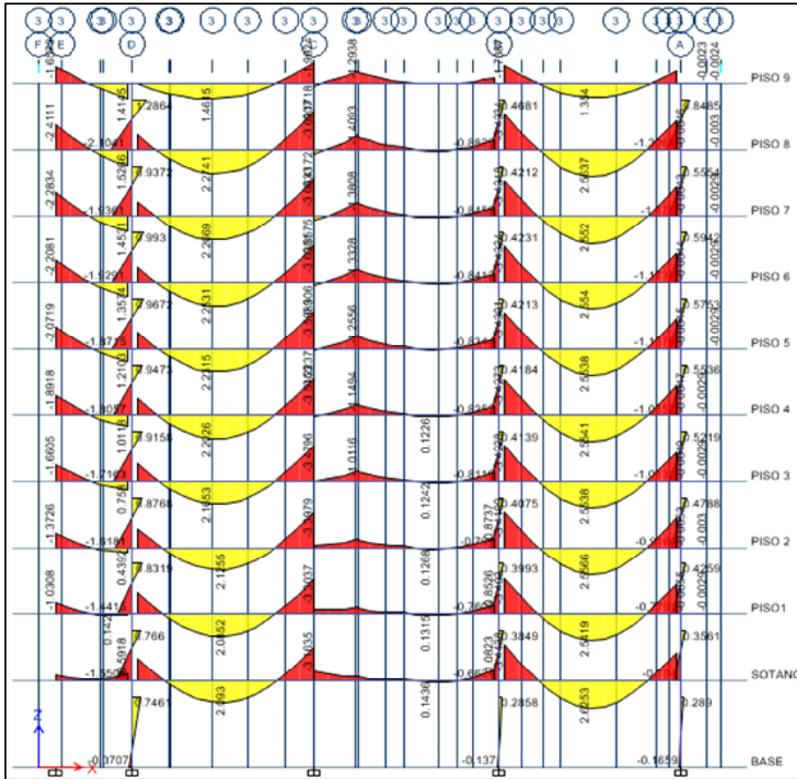


FIG. N°32 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico “3” debido a las C.V.

Pórtico del eje 4:

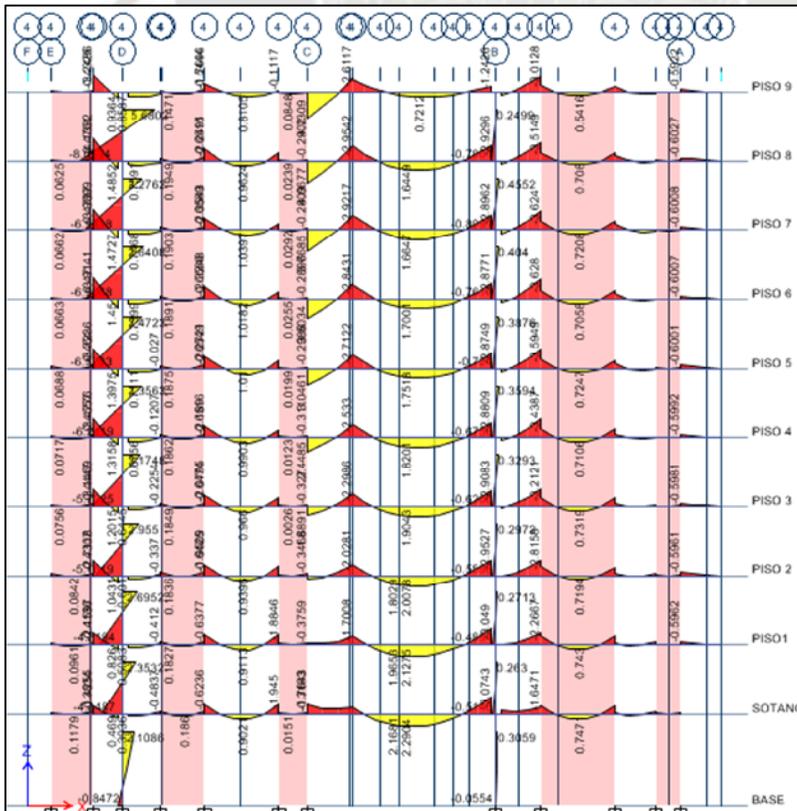


FIG. N°33 Fuerzas Internas Actuantes sobre el Pórtico “4” Debido a las C.M.

CAPÍTULO Nº 05: ANÁLISIS SÍSMICO.

5.1 ASPECTOS GENERALES:

Dado que nuestro país está ubicado en una zona sísmica, es indispensable analizar el desempeño que tendrán las estructuras durante un evento sísmico. Se sabe que los desplazamientos laterales son los que dañan a las estructuras, es por eso que se trata de controlar dichos desplazamientos. Por lo tanto, es muy importante y obligatorio cumplir con los requerimientos de la Norma E.030; los principios o filosofía del diseño según el R.N.E son:

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

Se sabe que realizar un diseño que cumpla todos los requisitos para una protección completa no es técnica ni económicamente factible. Por tanto la norma establece los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.
- La estructura no debería presentar daños ante sismos leves, que son los más frecuentes.

Es claro que la norma tolera el hecho que la edificación pueda dañarse mínimamente; esto se debe a que diseñar una estructura que resista un evento

extraordinario representa un elevado presupuesto que la mayoría de contratistas no aceptaría.

Debe resaltarse lo importante de realizar un análisis sísmico en el proceso de diseño de la edificación, ayudará a conocer cómo será el comportamiento de la estructura ante la presencia de un sismo; permitiéndonos conocer los periodos de vibración de la estructura, la fuerza cortante en la base del edificio, los desplazamientos laterales y los esfuerzos producidos debido a las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura, con la finalidad de que ante un evento sísmico pueda garantizarse todo lo expresado anteriormente.

Por otro lado, la norma contempla dos metodologías para hallar las fuerzas internas debidas a sismo en una estructura. Estas son, el análisis estático y el análisis dinámico. El primer método calcula la cortante basal mediante cuatro parámetros que se describirán más adelante y la distribuye en los entrepisos proporcionalmente al peso de cada uno de ellos. Con el análisis dinámico, se calcula un espectro de respuesta a partir de los cuatro parámetros mencionados, cuyos ejes son Aceleración vs. Período. El espectro se ingresa al software de cómputo elegido y se obtienen las fuerzas internas y los desplazamientos.

5.2 PARAMETROS DEL ANÁLISIS SÍSMICO:

Para poder desarrollar tanto el análisis Estático como el análisis Dinámico de la estructura, se debe definir los coeficientes y parámetros sísmicos debido a la ubicación y clasificación de la estructura, según diferentes criterios. A continuación se definen los parámetros de sitio y características estructurales mencionados en la norma E.030 Diseño Sismoresistente.

5.2.1 Zonificación:

La Norma E.030 en su Artículo 5, basada en la observación de la actividad sísmica durante varios años, divide el territorio nacional en las siguientes zonas:



FIGURA N°35 Zonas Sísmicas según la Norma E.030.

Además, se asigna un factor de zona “Z” a cada zona sísmica del territorio nacional. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

ZONA	FACTOR DE ZONA "Z"
3	0.4
2	0.3
1	0.15

TABLA N°23 Valores del factor de zona según la Norma E.030.

Par nuestro caso, el edificio se encuentra ubicado en una urbanización residencial en el Distrito de Cercado, en la ciudad de Arequipa, le corresponde un factor de zona **Z = 04**.

5.2.2 Condiciones Geotécnicas: Factor “S” y Factor “Tp”.

Para efectos del análisis sísmico, la Norma E.030 en su Artículo 6 clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. A cada tipo de suelo le corresponde un factor de amplificación “S” y un valor para la plataforma del espectro de aceleraciones “Tp”.

TIPO	DESCRIPCIÓN	Tp (s)	S
S1	ROCAS O SUELOS MUY RÍGIDOS	0.4	1.0
S2	SUELOS INTERMEDIOS	0.6	1.2
S3	SUELOS FLEXIBLES O CON ESTRATOS DE GRAN ESPESOR	0.9	1.4
S4	CONDICIONES EXCEPCIONALES	-	-

TABLA N°24 Parámetros del suelo según la Norma E.030.

En nuestro caso, se tiene que es un suelo de intermedio, entonces los factores para el análisis sísmico serán: **S = 1.2** y **Tp = 0.6**

5.2.3 Factor de Amplificación Sísmica “C”:

Este factor se define de acuerdo a las características del lugar donde se edificará la estructura y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. El cálculo de este factor se realiza de acuerdo a la siguiente expresión definida en la Norma E.030 en su Artículo 7:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); \quad C \leq 2.5$$

Donde T es el periodo de la estructura, el cual se definirá con la siguiente expresión definida en la Norma E.030 en su Artículo 17.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$h_n = 28.20m$ – – – – – Altura total de la edificación en metros.

$C_T = 45$ – – – – – Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio (Edificios de concreto Armado – Dual)

Remplazando los valores, obtenemos que el periodo de la estructura es:

$$T = 0.63s$$

Teniendo definido el periodo de la estructura podemos definir el factor de amplificación sísmica “C”:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); \quad C \leq 2.5$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.62} \right) = 2.38; \quad C \leq 2.5$$

5.2.4 Factor de Uso “U”:

La Norma E.030 en su Artículo 10 define el coeficiente de uso e importancia “U” según la clasificación de la edificación. Las edificaciones se clasifican en esenciales, importantes, comunes y menores.

Según las condiciones descritas en la Norma E.030, el edificio en estudio clasifica como una edificación común (categoría C), ya que está destinada a vivienda. El factor de uso e importancia correspondiente es **U = 1.0**.

5.2.5 Configuración estructural del edificio:

Se debe definir si la edificación califica como Regular o Irregular, para ello existen ciertas consideraciones a tomar en cuenta en la configuración estructural del edificio.

Dichas consideraciones nos permiten evaluar la irregularidad tanto en altura como en planta de la edificación (Norma E.0.30 Artículo N°11).

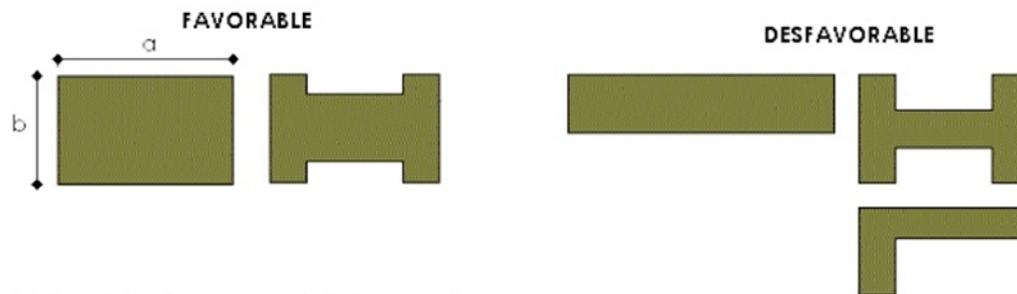


FIGURA N°36 Disposiciones en Planta que resultan Favorables y Desfavorables.

Entre las posibles irregularidades en altura se tienen:

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** El edificio no presenta esta irregularidad, pues las áreas de las placas y columnas en cada dirección son las mismas en todos los pisos.
- **Irregularidad de Masa:** Como los pisos considerados en el análisis son similares, sus masas son aproximadamente iguales. Para la azotea no se aplica esta consideración. Por tanto no presenta esta irregularidad.
- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Las dimensiones totales en planta son similares en todos los niveles y en ambas direcciones del edificio. Entonces no existe esta irregularidad.

Condición de Irregularidad

$$D_1 > 1.3 D_2$$

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:** No existe tal discontinuidad, pues los elementos verticales se encuentra en la misma ubicación en todos los pisos.

Las irregularidades en planta a presentarse pueden ser:

- **Irregularidad Torsional:** La norma indica que esta condición solo se debe evaluar cuando el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del

50% del máximo permisible de acuerdo a su material predominante. Sabemos que para el caso del concreto armado, la máxima deriva permisible es 0.007, donde el 50% de este es 0.0035; analizando las tablas 29 y 30 de Control de Desplazamiento, observamos que cumple con ser menor al 50% de la máxima deriva permisible, por lo tanto la estructura califica como regular.

- **Esquinas Entrantes:** El edificio cuenta con una esquina entrante en la zona superior central de la planta. La condición para que ocurra la irregularidad por esquinas entrantes es que sus dimensiones en ambas direcciones sean mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta. En este caso, las dimensiones totales de la planta son 16.00 m de largo (Eje Y-Y) y 27.18 m de ancho (Eje X-X) y las dimensiones de las esquinas entrantes son, 2.40 m de largo (Eje Y-Y) y 7.60 m de ancho (Eje X-X). Para la dirección Y, el 20% de la dimensión total es 3.2m y para la dirección X, el 20% de la dimensión total es 5.43m. Vemos que en la dirección del eje X-X, la longitud de la esquina es mayor al 20% de la longitud estructural en dicha dirección, sin embargo, como se han dispuesto elementos verticales (muros de concreto) que rigidizan adecuadamente los desplazamientos en el eje "Y" y las dimensiones de la esquina son cortas, se considerará que la estructura presenta un comportamiento regular en esta dirección. En la dirección del eje Y-Y, 2.40 m no excede al 20% de la dimensión en esa dirección, por tanto no es una irregularidad según la norma E.030.
- **Discontinuidad del Diafragma:** No presenta discontinuidades abruptas en los pisos de la estructura, incluyendo las causadas por áreas abiertas mayores al 50% del área bruta.

Luego de todo el análisis de irregularidad, se concluye que la estructura califica como una **ESTRUCTURA REGULAR** en ambas direcciones.

5.2.6 Sistema Estructural “R”:

Según la Norma E.030, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección.

La Norma E.030 en su Artículo 12 define el coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R” según el sistema estructural que presente el edificio, así:

MATERIAL	SISTEMA ESTRUCTURAL	R (para estructuras regulares)
Acero	Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9.5
	Arriostres excéntricos.	6.5
	Arriostres en cruz.	6
Concreto Armado	Pórticos	8
	Dual	7
	De muros estructurales	6
	Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería	Albañilería armada o confinada	3
Madera	Madera (por esfuerzos admisibles)	7

TABLA N°25 Valores del coeficiente de reducción “R” según la Norma E.030.

Para nuestro caso, el edificio está conformado por un sistema estructural Dual, ya que es un sistema mixto de pórticos reforzados por muros estructurales (placas). En este sistema la totalidad de las cargas verticales son resistidas por pórtico resistente a momentos, y las fuerzas sísmicas son resistidas por los pórticos (mínimo el 25%) y los muros estructurales (mínimo el 75%). Por lo que en este sistema los muros estructurales tienden a tomar una mayor proporción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos pueden disipar energía en los niveles superiores.

Este sistema genera una estructura con una resistencia y rigidez lateral sustancialmente mayor al sistema de pórticos, lo cual lo hace muy eficiente para resistir fuerzas sísmicas, por lo tanto el valor del factor de reducción correspondiente será $R = 7$, para ambas direcciones.

5.2.7 Peso del Edificio “P”:

La norma señala que el peso de la estructura se calculará adicionando a la carga muerta un porcentaje de la carga viva, dicho porcentaje dependerá de la categoría en la que se encuentre el edificio, en este caso la categoría a la que pertenece el edificio es la C (Edificaciones comunes), por lo tanto el porcentaje será del 25% de la carga viva. De acuerdo con los resultados obtenidos del metrado de cargas realizado para el edificio, el peso del edificio (P) es:

$$P_{total} = 5,335.10 \text{ ton}$$

Asignamos también un diafragma rígido a todas las losas de entresijos y a las losas de techo.

5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO:

Según el Artículo 17 la Norma E.030, el Análisis Estático es un método que representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Cabe mencionar que este método pierde precisión en estructuras más elevadas. El Artículo 14.2 indica que se podrá diseñar con el análisis estático estructuras regulares de no más de 45m y estructuras irregulares de no más de 15m. Para proceder con el análisis es necesario conocer los diversos parámetros antes estudiados, así como el peso de la estructura.

Según el inciso 17.3 de la Norma E.030, la fuerza cortante en la base, correspondiente a cada dirección, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times P$$

Donde el valor mínimo para C/R debe ser:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Realizando el análisis para nuestro Edificio Multifamiliar – Cercado - Arequipa, para cada dirección tenemos: descripción

PARÁMETROS	VALORES	DESCRIPCIÓN
Z	0.4	Zona 3
S	1.2	Suelos Intermedios
Tp	0.6s	Periodo de Vibración
T	0.63s	Periodo Fundamental
C	2.5	Factor de amplificación
U	1.0	Edificaciones comunes
R	7	Edificios de Concreto Armado (Dual)
P	5,335.10 Ton	Peso total
¿C/R ≥ 0.125?	0.375 ≥ 0.125	OK

TABLA N°26 Cálculo de la Fuerza Cortante en la base para el Análisis Estático.

Entonces tenemos que la Fuerza Cortante en la base de la edificación:

$$V_{est} = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot 1.2}{7} \cdot 5,335.10$$

$$V_{est} = 914.59 \text{ ton}$$

5.4 ANÁLISIS DINÁMICO:

El análisis dinámico es un procedimiento más completo para analizar sísmicamente una estructura. La Norma E.030 en su inciso 14.1, indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados del análisis dinámico.

Según la Norma E.030 existen dos formas de realizar el análisis dinámico: por medio de procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia.

La Norma E.030 también indica que para edificios convencionales puede usarse cualquiera de los dos, pero para edificios importantes necesariamente se realizará un análisis tiempo-historia.

Como ya mencionamos antes, el edificio en estudio clasifica como una edificación común, por lo tanto realizamos un análisis de combinación espectral.

5.4.1 Aceleración Espectral:

La elaboración de un espectro de diseño trata de determinar el coeficiente con el cual se debe diseñar las estructuras, buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor.

De acuerdo a la Norma E030 del RNE, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$Sa = \frac{Z U C S}{R} g$$

PARÁMETROS	VALORES	DESCRIPCIÓN
Z	0.4	Zona 3
U	1.0	Edificaciones Comunes
S	1.2	Suelos Intermedios
Tp	0.6s	Periodo de Vibración
R	7	Edificios de Concreto Armado (Dual)
g	9.81 m/s ²	Aceleración de la gravedad

TABLA N°27 Cálculo de Espectro Inelástico de Pseudo-aceleración para el Análisis Dinámico.

Sabiendo que:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); \quad C \geq 2.5$$

Reemplazando valores para la dirección X e Y se tiene:

$$S_a = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot C \cdot 1.2}{7} \cdot g$$

$$C = 2.5 \left[\frac{0.6}{T} \right]$$

Entonces, para el análisis dinámico asistido por computadora se define el siguiente espectro de respuesta de aceleración sísmica y el gráfico del espectro de aceleración sísmica.

Sabiendo que:

- ✓ T: Tiempo.
- ✓ C: Factor de Amplificación
- ✓ Sax: Aceleración espectral en la dirección X.
- ✓ Say: Aceleración espectral en la dirección Y.

PARÁMETROS	VALORES
Z	0.4
U	1.0
S	1.2
Tp	0.6s
R	7
g	9.81 m/s ²

T	C	Sax=Say
0.0	2.5	1.68
0.1	2.5	1.68
0.2	2.5	1.68
0.3	2.5	1.68
0.4	2.5	1.68
0.5	2.5	1.68
0.6	2.5	1.68
0.7	2.1	1.44
0.8	1.9	1.26
0.9	1.7	1.12
1.0	1.5	1.01
1.1	1.4	0.92
1.2	1.3	0.84
1.3	1.2	0.78
1.4	1.1	0.72
1.5	1.0	0.67
1.6	0.9	0.63
1.7	0.9	0.59
1.8	0.8	0.56
1.9	0.8	0.53
2.0	0.8	0.50

TABLA N°28 Valores de T vs. Sa del Espectro de Diseño.



FIGURA N°37 Curva de los Valores del Espectro de Respuesta.

5.4.2. Interpretación de Resultados.

Se ha tratado de proyectar una estructura de configuración regular, sin variar sustancialmente la arquitectura, así mismo se ha proyectado el sistema estructural fundamentalmente compuesto por pórticos y muros estructurales (Dual) ya que se debe lograr que los desplazamientos laterales máximos sean menores que los máximos permitidos en la Norma E.060. Seguidamente mostraremos los tres primeros modos de vibración del edificio:

- Primer Modo de Vibración: 0.651 seg.
- Segundo Modo de Vibración: 0.578 seg.
- Tercer Modo de Vibración: 0.387 seg.

Se puede ver que el resultado de los tres primeros modos de vibración son cercanos o menores al período fundamental calculado (0.62 seg), lo cual indica que la estructura presenta una rigidez adecuada.

5.4.3. Control de Desplazamientos Laterales:

Para calcular los desplazamientos laterales, según lo estipula la Norma E.030 en su inciso 16.4, se multiplican por 0.75R los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico.

Esto se hace para estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo.

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir	DERIVA x 0.75R
PISO 9	28.85	Top	0.00073	0.00074	0.00383
PISO 8	26.05	Top	0.00082	0.00081	0.00431
PISO 7	23.25	Top	0.00091	0.00088	0.00476
PISO 6	20.45	Top	0.00098	0.00094	0.00515
PISO 5	17.65	Top	0.00103	0.00098	0.00540
PISO 4	14.85	Top	0.00105	0.00098	0.00549
PISO 3	12.05	Top	0.00102	0.00095	0.00536
PISO 2	9.25	Top	0.00094	0.00087	0.00494
PISO1	6.45	Top	0.00080	0.00066	0.00419
SOTANO	3.65	Top	0.00041	0.00032	0.00215
BASE	0	Top	0.00000	0.00000	0.00000

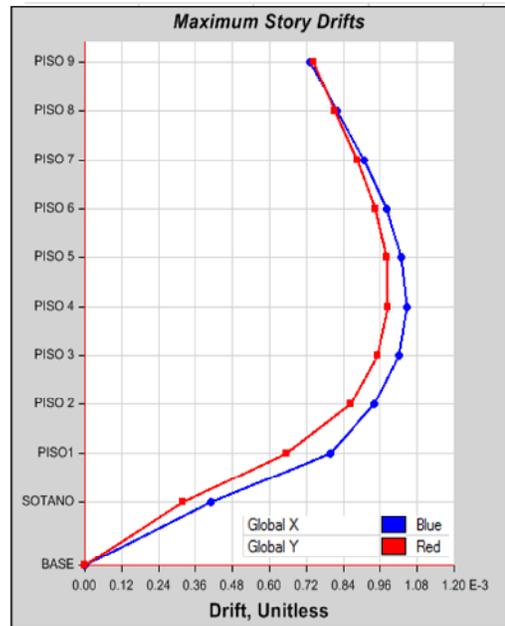


TABLA N°29 Control de Desplazamientos para la Dirección x-x.

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir	DERIVA x 0.75R
PISO 9	28.85	Top	0.00049	0.000835	0.00438
PISO 8	26.05	Top	0.00055	0.000890	0.00467
PISO 7	23.25	Top	0.00061	0.000944	0.00496
PISO 6	20.45	Top	0.00066	0.000985	0.00517
PISO 5	17.65	Top	0.00070	0.00101	0.00530
PISO 4	14.85	Top	0.00071	0.001007	0.00529
PISO 3	12.05	Top	0.00070	0.000964	0.00506
PISO 2	9.25	Top	0.00064	0.000869	0.00456
PISO1	6.45	Top	0.00055	0.000710	0.00373
SOTANO	3.65	Top	0.00028	0.000356	0.00187
BASE	0	Top	0.00000	0.000000	0.00000

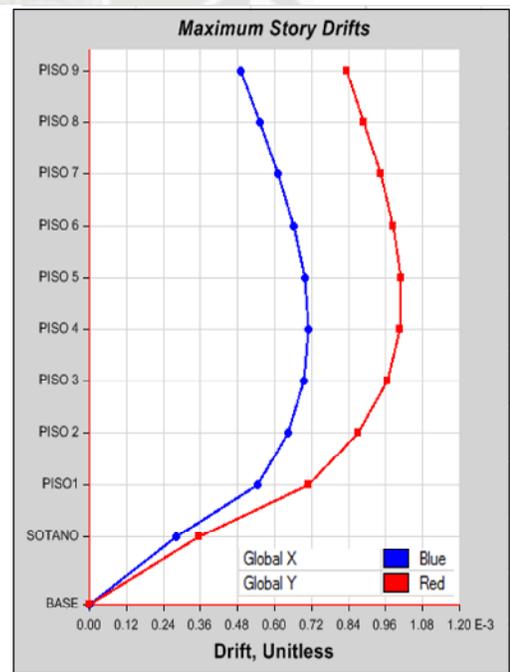


TABLA N°30 Control de Desplazamientos para la Dirección y-y.

Debemos tener en cuenta que los modos de vibración constituyen un conjunto completo de desplazamientos, teniéndose para un instante dado, el desplazamiento para una de las masas expresadas a través de la suma de los desplazamientos.

Observamos que en la dirección X-X tenemos una deriva máxima de **0.00549**, que se da en el piso 4, y en la dirección Y-Y tenemos una deriva máxima de **0.00530**, que se da en el piso 5.

Según lo indicado en el inciso 15.1 de la Norma E.030, la deriva máxima para un edificio de concreto armado es de 0.007.

Material Predominante	(Di/hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

TABLA N°31 Límites para Desplazamiento Lateral.

Considerando que el sistema es dual, es de esperar que los desplazamientos estén controlados con holgura y vemos que los resultados de desplazamientos de entre pisos son permisibles según la norma E.030 inciso15.

5.4.4. Fuerza Cortante Mínima en la Base:

Una vez realizado el análisis dinámico se obtuvieron las siguientes respuestas máximas de fuerzas cortantes.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
PISO 9	28.85	Top	68.15	40.09
		Bottom	68.15	40.09
PISO 8	26.05	Top	161.21	96.89
		Bottom	161.21	96.89
PISO 7	23.25	Top	239.27	145.49
		Bottom	239.27	145.49
PISO 6	20.45	Top	304.40	186.58
		Bottom	304.40	186.58
PISO 5	17.65	Top	359.07	220.64
		Bottom	359.07	220.64
PISO 4	14.85	Top	405.36	248.12
		Bottom	405.36	248.12
PISO 3	12.05	Top	443.19	269.24
		Bottom	443.19	269.24
PISO 2	9.25	Top	472.51	284.18
		Bottom	472.51	284.18
PISO1	6.45	Top	493.28	293.14
		Bottom	493.28	293.14
SOTANO	3.65	Top	504.45	296.87
		Bottom	504.45	296.87
BASE	0	Top	0.00	0.00
		Bottom	0.00	0.00

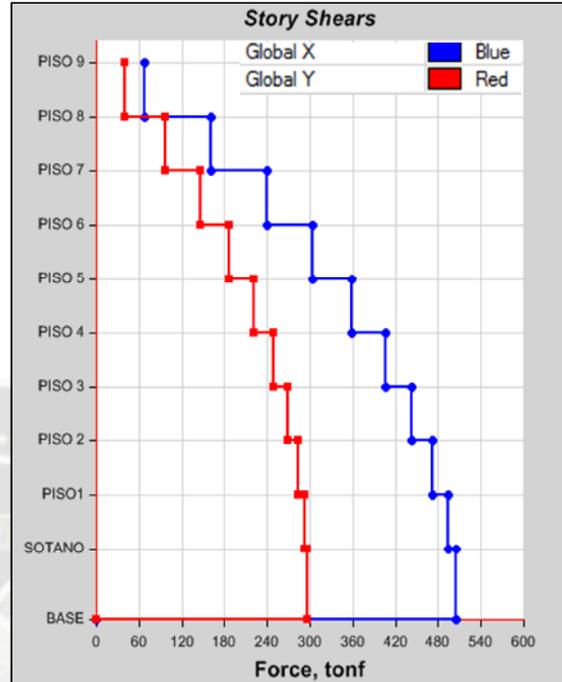


TABLA N°32 Fuerzas Cortantes Basales Resultantes del Análisis Dinámico en “X”.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
PISO 9	28.85	Top	38.13	96.05
		Bottom	38.13	96.05
PISO 8	26.05	Top	92.73	221.32
		Bottom	92.73	221.32
PISO 7	23.25	Top	140.16	322.68
		Bottom	140.16	322.68
PISO 6	20.45	Top	180.94	407.09
		Bottom	180.94	407.09
PISO 5	17.65	Top	215.24	477.22
		Bottom	215.24	477.22
PISO 4	14.85	Top	243.47	535.35
		Bottom	243.47	535.35
PISO 3	12.05	Top	265.66	582.39
		Bottom	265.66	582.39
PISO 2	9.25	Top	281.93	618.11
		Bottom	281.93	618.11
PISO1	6.45	Top	292.24	642.40
		Bottom	292.24	642.40
SOTANO	3.65	Top	296.87	654.46
		Bottom	296.87	654.46
BASE	0	Top	0.00	0.00
		Bottom	0.00	0.00

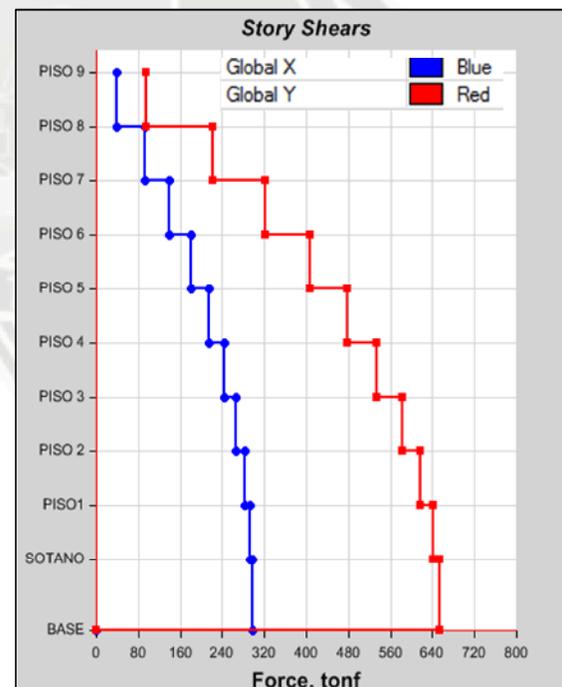


TABLA N°33 Fuerzas Cortantes Basales Resultantes del Análisis Dinámico en “Y”.

La Norma E.030 en su inciso 18.2.c señala que la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructurales regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

$$V_{din} \geq 80\% V_{est}$$

De no cumplir con esta condición será necesario utilizar un factor escala, para las fuerzas obtenidas para obtener las fuerzas de diseño.

En nuestro caso, para una estructura regular se tiene:

CORTANTE	en X (Ton)	en Y (Ton)
$V_{dinamico}$	504.45	654.46
$80\% V_{estatico}$	731.67	731.67
$Factor Escala : 80\% V_{est}/V_{din}$	1.450	1.118

TABLA N°34 Comprobación de la Fuerza Cortante en la Base.

Como se ve, no se cumple con la condición de fuerza cortante mínima en la base, por lo que para diseñar los elementos estructurales será necesario amplificar todas las fuerzas y momentos por **1.45** en la dirección X-X y por **1.12** en la dirección Y-Y.

CAPÍTULO Nº 06: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

6.1 ASPECTOS GENERALES:

Según el Capítulo 09 de la Norma E.060, los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias por lo menos iguales a las requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma.

Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y del concreto, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Por lo expuesto, debe cumplirse la siguiente relación:

Resistencia de Diseño Resistencia Requerida (U)

$$R_n \quad R_u$$

Donde R_u se obtiene de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Estas tres combinaciones representan las cargas que por lo general se presentan en el diseño de estructuras convencionales, sin embargo pueden existir otras cargas que podrían presentarse.

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio, más allá de las especificaciones en el diseño, para que sea sumamente improbable la falla. Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas.

Por otro lado, la resistencia de diseño R_n deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

Este factor se considera debido a la inexactitud de los cálculos, los errores de mano de obra en los trabajos de campo y de que los materiales no alcancen la resistencia esperada. Según el esfuerzo a que están sometidos los elementos, tenemos los siguientes factores de reducción empleados:

- Para flexión sin carga axial: $\phi = 0.90$
- Para cortante con o sin torsión: $\phi = 0.85$

En las vigas se considera el más alto valor de ϕ debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero en tracción. En las columnas tiene el valor más bajo de ϕ , puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico; adicionalmente la falla de una columna puede significar el desplome de toda estructura y es difícil realizar la reparación.

Antes de empezar a diseñar cada uno de los elementos estructurales habidos en este proyecto, indicaremos el tipo de análisis que se hará para cada elemento.

6.1.1 Diseño por Flexión:

Los elementos a diseñar por flexión son los siguientes: vigas, losas, escaleras. Además la Norma E.060 indica que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$M_u \leq 0.90M_n$$

Donde:

M_u : Es la resistencia requerida

M_n : Es la resistencia nominal

6.1.2 Diseño por Flexocompresión:

Los elementos que están sometidos a la acción simultánea de la flexión y de carga axial son las placas y columnas.

A la representación gráfica de estos pares de valores, carga axial y momento flector (ϕPn , ϕMn), se le conoce como Diagrama de Interacción.

Para realizar el diseño en flexocompresión se debe cumplir que la resistencia de la sección sea mayor que las resistencias requeridas, los pares Pu y Mu obtenidos de las combinaciones de diseño deben ser menores a los obtenidos con el diagrama de interacción. Gráficamente los valores deben quedar dentro del diagrama de iteracción para cumplir con los requerimientos de diseño.

6.1.3 Diseño por Cortante:

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante está basado en la ecuación de rotura, según la Norma E.060 el diseño debe basarse según la siguiente expresión:

$$Vu \leq 0.85Vn$$

Donde:

- Vu : Es la resistencia requerida por corte, Vn : Es la resistencia nominal al corte

Para la resistencia por corte se considera el acero así como también el concreto.

$$Vn = Vc + Vs$$

Donde:

Vc : Es la contribución del concreto, $Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$

Vs : Es la contribución del acero, $Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$

6.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS DIRECCIONES.

6.2.1 Concepto de Losas Aligeradas Bidireccionales:

Las losas son elementos estructurales horizontales que separan a dos niveles consecutivos las cuales se apoyan sobre vigas o muros estructurales. Estructuralmente deben ser capaces de transmitir las cargas muertas y vivas a las vigas. Además forman un diafragma rígido intermedio para soportar la fuerza sísmica de la estructura. Dependiendo del tipo de paños pueden usarse losas aligeradas armadas en una o dos direcciones; en este caso se consideraron losas aligeradas armadas en dos direcciones.

El diseño de una losa aligerada en dos sentidos consiste, en el diseño de vigas T perimétricas a las unidades de ladrillos, de las siguientes características, viguetas de 0.10 m de ancho, espaciadas 0.40m (eje a eje) y tienen una losa superior de 0.05 m, entre las viguetas se colocan unidades de albañilería, en nuestro caso el aligerado bidireccional tendrá 0.25m de altura.

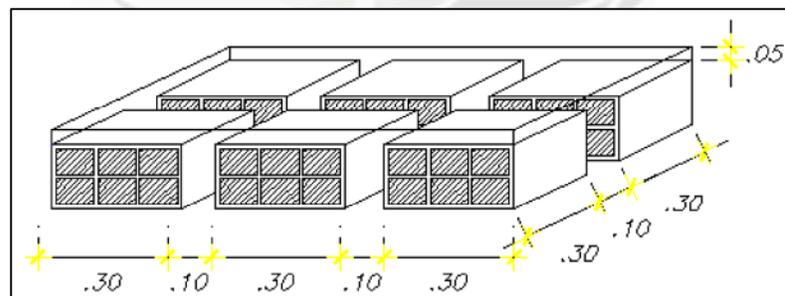


FIGURA N°38 Características de Losa Aligerada Bidireccional.

La resistencia y rigidez de una losa aligerada en dos direcciones es muy buena, requiriéndose peraltes reducidos. Las losas aligeradas bidireccionales soportarán su peso propio, cargas vivas, y cargas móviles; se realizarán dos diseños, un diseño por flexión y un diseño por corte.

6.2.2 Diseño por Flexión:

Las viguetas se deberían diseñar como vigas T, comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor de la losa (5 cm), pero prácticamente esta condición siempre se cumple; ya que no reciben esfuerzos de sismo se considerará solamente las cargas de gravedad (carga muerta y carga viva), las que se aplicaran según la siguiente combinación:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

Es por esto que para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con $b = 40$ cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con $b = 10$ cm de ancho (Antonio Blanco, - 1994). Y en la Norma E.0.60 en su Artículo 10.5.2 indica que el área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Pero en la norma E.0.60 en su artículo 10.5.3 indica que no será necesario satisfacer con estos requerimientos si en cada sección del elemento del elemento, el área de acero en tracción proporcionada es al menos 1.3 veces superior a el área calculada por análisis.

6.2.3 Diseño por Corte:

Las viguetas se diseñarán por corte sin considerar contribución del acero ($V_s=0$). Dado que los aligerados no llevan estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes.

La Norma E.0.60 en su Artículo 11.3.1 nos dice que la resistencia nominal proporcionada por el concreto “ V_c ” debe calcularse según la siguiente disposición:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \text{ (Resistencia nominal al corte)}$$

Se deberá comprobar que la fuerza cortante última V_u sea menor o igual que la resistencia V_c , obtenida a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos.

Caso contrario se requerirá retirar los ladrillos de los apoyos para formar ensanches, con el fin de aumentar el tamaño de la sección resistente; y si se llega al extremo de exceder la resistencia con ensanches de 25 cm, indefectiblemente se deberá incrementar el peralte de la losa o especificar un concreto con mayor resistencia, lo cual no es deseable.

$$V_u \leq V_c$$

6.2.4 Ejemplo de Diseño:

Para una mejor descripción diseñaremos el aligerado del Paño 11, que presenta las viguetas más larga (figura N° 34) del nivel de Sótano.

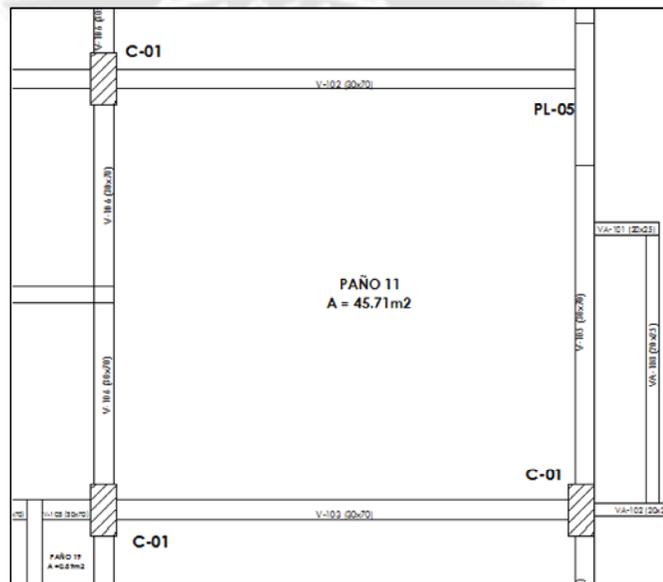


FIGURA N°39 Losa Aligerada Bidireccional a Diseñar Paño 11– Sótano.

Diseño por flexión: Para el diseño de la losa aligerada bidireccional se utilizara el programa ETABS 2015, considerando los momentos en sus dos direcciones M11 y M22 del cual se tuvieron los siguientes resultados.

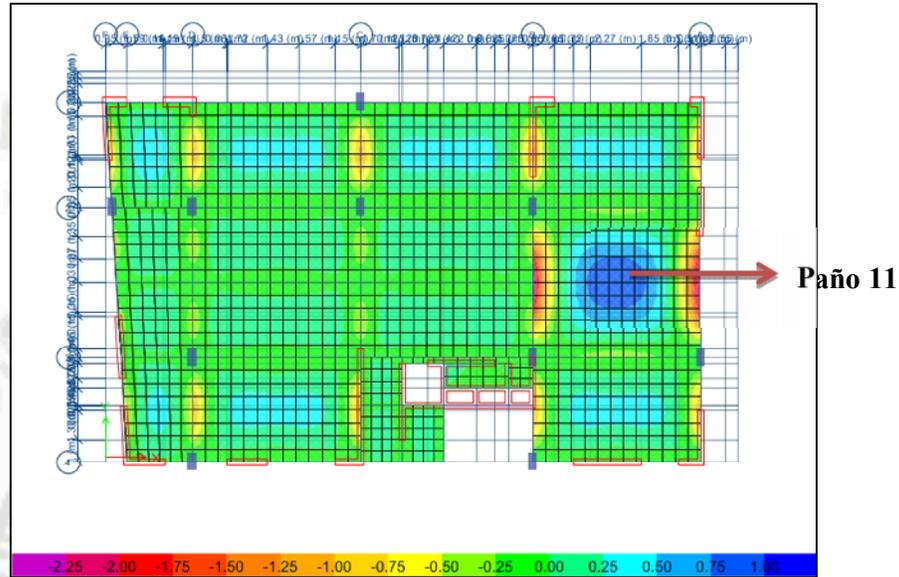


FIGURA N°40 Momento en la Dirección M11 Nivel sótano.

$$M_{11}(+) = 0.95 \text{ tn. m/m}$$

$$M_{11}(-) = 2.40 \text{ tn. m/m}$$

Este cálculo es por m² de losa, pero al ser diseñado por viguetas, sabemos que el ancho de la vigueta es 0.40m por lo que multiplicamos el resultado por 0.40m.

$$M_{11}(+) = 0.95 \times 0.40$$

$$M_{11}(-) = 2.40 \times 0.40$$

$$M_{11}(+) = \mathbf{0.38 \text{ tn. m/m}}$$

$$M_{11}(-) = \mathbf{0.96 \text{ tn. m/m}}$$

Entonces nuestro diagrama de momento flector quedaría así en una longitud de 7.45m de luz:

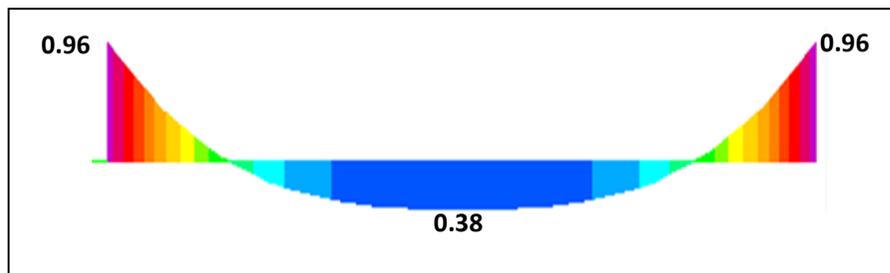


FIGURA N°41 Diagrama de Momento Flector M11.

Para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con $b = 40$ cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con $b = 10$ cm de ancho (Blanco, 1994).

	(-)	(+)
M11 (ton x m)	0.96	0.38
h (cm)	25	25
d = h-3 (cm)	22	22
b (cm)	10	40
As (cm ²)	1.25	0.616
As colocado	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2

TABLA N°35 Cálculo del Refuerzo por Flexión en la Dirección “x” para la Vigüeta en Estudio.

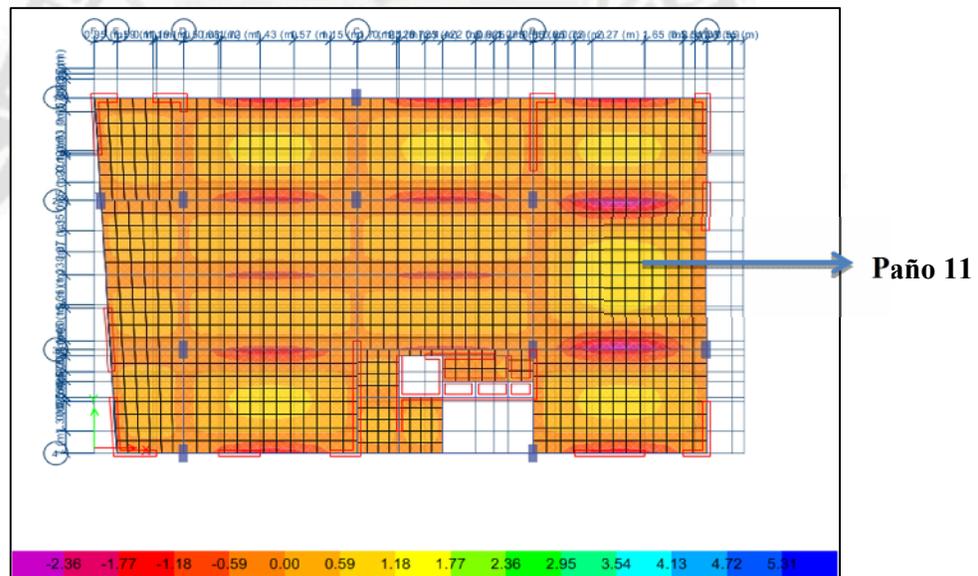


FIGURA N°42 Momento en la Dirección M22 Nivel Sótano.

$$M_{22}(+) = 1.20 \text{ tn. m/m}$$

$$M_{22}(-) = 2.62 \text{ tn. m/m}$$

Este cálculo es por m² de losa, pero al ser diseñado por vigüetas, sabemos que el ancho de la vigüeta es 0.40m por lo que multiplicamos el resultado por 0.40m.

$$M_{22}(+) = 1.20 \times 0.40$$

$$M_{22}(-) = 2.62 \times 0.40$$

$$M_{22}(+) = \mathbf{0.48 \text{ tn. m/m}}$$

$$M_{22}(-) = \mathbf{1.05 \text{ tn. m/m}}$$

Entonces nuestro diagrama de momento flector quedaría así en una longitud de 6.70m de luz:

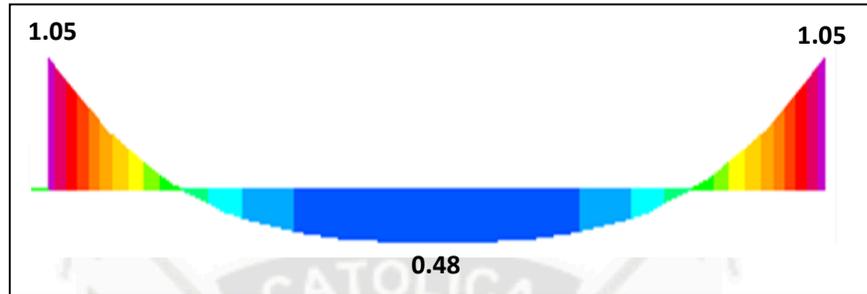


FIGURA N°43 Diagrama de Momento Flector M22.

Para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con $b = 40$ cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con $b = 10$ cm de ancho (Blanco, 1994).

	(-)	(+)
M22 (ton x m)	1.05	0.48
h (cm)	25	25
d = h-3 (cm)	22	22
b (cm)	10	40
As (cm ²)	1.34	0.8
As colocado	1 Ø 5/8	1 Ø 1/2

TABLA N°36 Cálculo del Refuerzo por Flexión en la Dirección “y” para la Vigüeta en Estudio.

Diseño por cortante: Para cumplir el diseño por corte de la losa aligerada en dos direcciones solo se toma en cuenta el aporte del concreto, ya que no se colocan estribos. El Cortante Máximo obtenido del programa ETABS 2015 es:

Hallamos primero el diagrama de fuerza cortante en la dirección V_{13} del programa:

$$V_{13}(+) = 2.40 \text{ tn. m/m}$$

$$V_{13}(-) = 2.40 \text{ tn. m/m}$$

Este cálculo es por m² de losa, pero al ser diseñado por viguetas, sabemos que el ancho de la vigueta es 0.40m por lo que multiplicamos el resultado por 0.40m.

$$V_{13}(+) = 2.40 \times 0.40$$

$$V_{13}(-) = 2.40 \times 0.40$$

$$V_{13}(+) = \mathbf{0.96 \text{ tn}}$$

$$V_{13}(-) = \mathbf{0.96 \text{ tn}}$$

Entonces nuestro diagrama de fuerza cortante quedaría así en una longitud de 7.45m de luz:

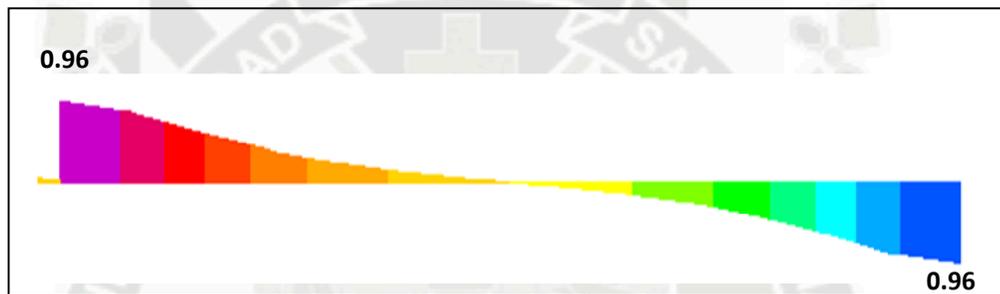


FIGURA N°44 Diagrama de Fuerza Cortante V13.

Seguidamente hallamos el diagrama de fuerza cortante en la dirección V_{23} del programa:

$$V_{23}(+) = 2.60 \text{ tn.m/m}$$

$$V_{23}(-) = 2.60 \text{ tn.m/m}$$

Este cálculo es por m² de losa, pero al ser diseñado por viguetas, sabemos que el ancho de la vigueta es 0.40m por lo que multiplicamos el resultado por 0.40m.

$$V_{23}(+) = 2.60 \times 0.40$$

$$V_{23}(-) = 2.60 \times 0.40$$

$$V_{23}(+) = \mathbf{1.04 \text{ tn}}$$

$$V_{23}(-) = \mathbf{1.04 \text{ tn}}$$

Entonces nuestro diagrama de fuerza cortante quedaría así en una longitud de 6.70m de luz:

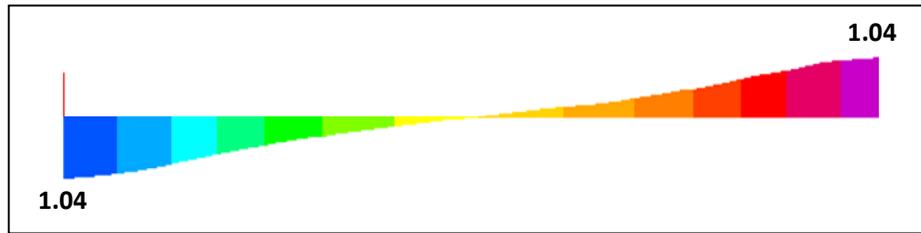


FIGURA N°45 Diagrama de Fuerza Cortante V23.

Tomamos el valor mayor para el cortante máximo:

$$V_u = 1.04 \text{ tn}$$

Hallamos el aporte del concreto:

$$V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \cdot 210 \times 10 \times 22$$

$$V_c = 1.437 \text{ tn}$$

Observamos que se cumplen los requerimientos de resistencia al corte $V_u < V_c$.

Por lo tanto no se requerirá el uso de ensanches, cumpliendo así el diseño por corte.

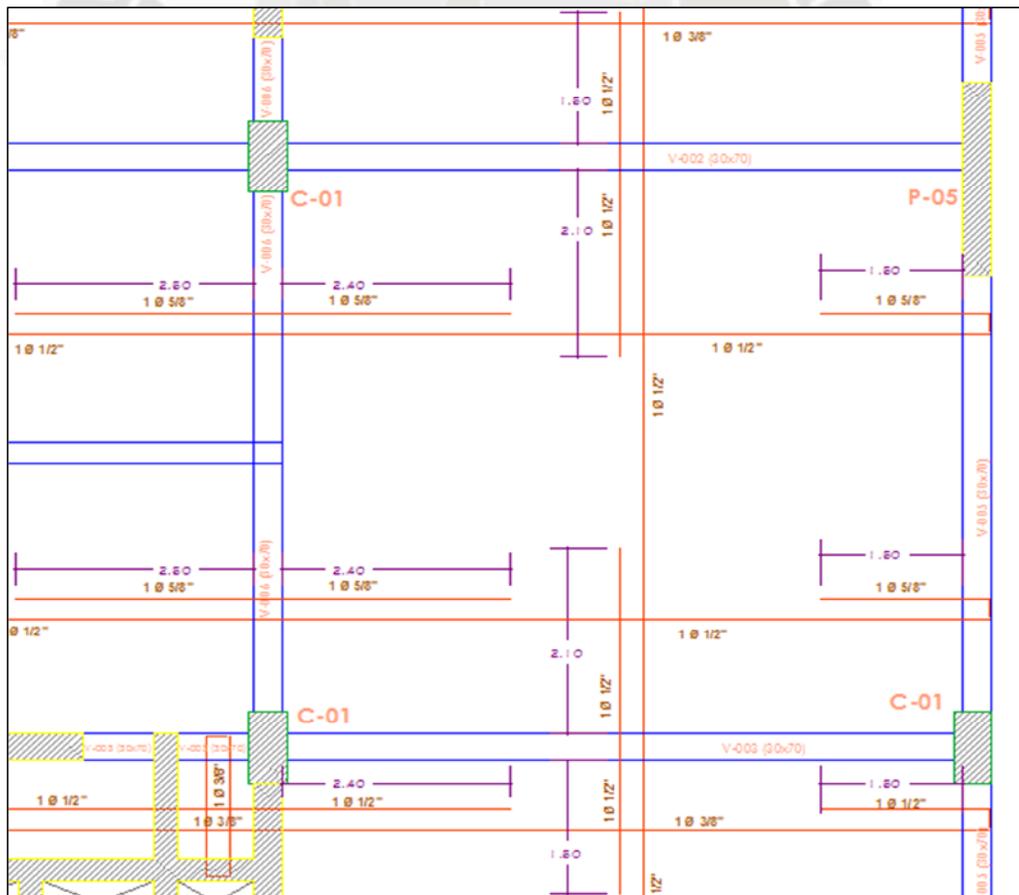


FIGURA N°46 Distribución Final del Refuerzo en la Losa Aligerada Bidireccional Analizada.

6.3 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas cumplen dos papeles importantes dentro de la estructura: transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y, de ser el caso, forman junto a éstos los pórticos que absorberán las cargas sísmicas y controlarán el desplazamiento lateral de la estructura. Por lo tanto, se deberá tener especial cuidado en el diseño de las vigas con responsabilidad sísmica, siguiendo las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

6.3.1 Diseño de Vigas Peraltadas:

Las vigas peraltadas son elementos estructurales de conexión, cuya función principal es resistir las cargas actuantes sobre ella y brindar rigidez lateral a la edificación, todas las cargas que resiste son transportadas hacia las columnas y placas, incluso a otras vigas, cuando las vigas son apoyadas sobre otras vigas.

En nuestro caso debido a las dimensiones de las luces libres (ver predimensionamiento Capítulo 2), se adoptó una viga peraltada de 0.30 m x 0.70 m y de longitud variable según las dimensiones de cada parte de la estructura.

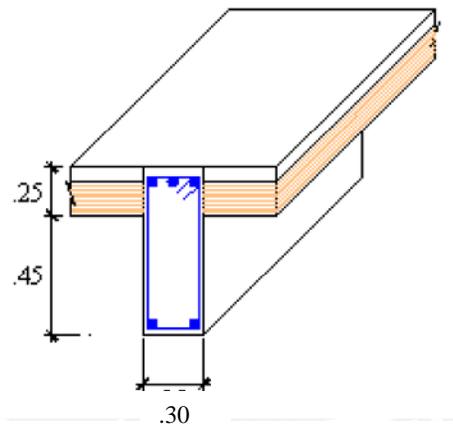


FIGURA N°47 Sección Transversal de Viga Peraltada.

Las vigas peraltadas soportarán, su peso propio, tabiques de albañilería, parapetos, pisos terminados, además de las cargas vivas, las cuales son de 200 kg/cm² por ser la edificación de viviendas. Se realizarán dos diseños un diseño por flexión y un diseño por corte.

6.3.1.1 Análisis Estructural:

Las vigas serán modeladas como parte de pórticos, considerando la rigidez de los apoyos (columnas o placas). Las vigas sí pueden absorber cargas de sismo, por lo que se deberá considerar todas las combinaciones de carga propuestas en la Norma E.060.

$$W_u = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$W_u = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$W_u = 0.9 CM \pm CS$$

Una vez obtenidas las solicitaciones sísmicas y de gravedad que recibirá el elemento, se resuelven todas y cada una de las combinaciones de carga mencionadas, con las cuales obtenemos una ENVOLVENTE que considere los peores escenarios. Se analizan los valores máximos de las envolventes de fuerza cortante y momento flector.

6.3.1.2 Diseño por flexión:

El diseño por flexión de las vigas consiste en hallar el acero necesario para resistir las fuerzas actuantes debido a las cargas de gravedad y las cargas sísmicas, para lo cual hallamos los momentos flectores y las fuerzas cortantes últimas, comparándolos con los momentos y fuerzas resistentes, debiendo ser estos últimos mayores, en caso de ser contrario, se reanalizará la estructura hasta que el resultado sea el adecuado.

Para el cálculo por flexión se procede hallando el parámetro K_u y usando las tablas de diseño para obtener la cuantía:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad K_u \quad \rho \quad A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía Mínima:

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

Una vez dimensionada la sección, el cálculo del acero se efectuará según lo ya estudiado:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene:

$$A_{s_{min}} = 0.24 \cdot b_w \cdot d$$

Adicionalmente el Capítulo 21 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil en la estructura, el artículo 21.4.4 indica lo siguiente:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor que el $A_{s_{min}}$.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la

longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Se debe cumplir que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

M_u : Momento amplificado actuante en una sección de la viga

ϕ : Factor de seguridad para flexión, igual a 0.90

M_n : Momento resistente en una sección de la viga

La forma de encontrar M_u se hace mediante una envolvente de momentos obtenida de un análisis estructural considerando varias hipótesis de carga.

6.3.1.3 Diseño por Corte:

La capacidad de resistencia al corte de las vigas viene dada gracias al concreto más el aporte del refuerzo transversal (estribos).

Se busca que no ocurra una falla por cortante sino se busca la falla por flexión, es por esto que la resistencia al corte de una viga debe ser mayor que la resistencia máxima a flexión que se pueda desarrollar.

Según la norma E-060 la fuerza cortante deberá basarse mediante la siguiente expresión

$$V_u \leq V_n$$

Donde:

- V_u : Resistencia requerida.
- V_n : Resistencia nominal.

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y la contribución del acero V_s :

$$V_n = V_c + V_s$$

Entonces:

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

Además debemos considerar las secciones críticas, las cuales normalmente se ubica a “d” de la cara, son las secciones donde normalmente actúa la fuerza máxima cortante V_u , de donde se exigirá mayor refuerzo por corte.

La contribución del concreto V_c está dada por:

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

Cuando la fuerza cortante última V_u exceda la resistencia al corte del concreto V_c , deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla:

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

Separación de estribos: Los estribos perpendiculares al eje deberán tener un espaciamiento de

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

Dónde:

A_v = área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia “S” proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

Adicionalmente, al igual que para el refuerzo por flexión, la sección 21.4 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico por corte:

- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:
 - $d/4$ pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm;
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
 - 30 cm.
- Los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5 a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por **fuerza cortante**.



FIGURA N°48 Requerimientos de Estribos en Vigas.

6.3.1.4 Empalmes por Traslape del Refuerzo para Barras Sujetas a Compresión:

La Norma E.060 en sus Artículos 12.15 y 12.16, brinda las consideraciones para realizar empalmes en barras a tracción y compresión. Es importante asegurar que en un empalme se logre un adecuado acoplamiento de las barras, de tal manera que

éstas desarrollen adecuadamente su resistencia cuando sean solicitadas, y así no alterar la capacidad con la que fue diseñada la sección.

La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión l_d , pero además deberá ser mayor que $0.007 f_y d_h$ y mayor que 30cms. Para el caso de concreto de menor resistencia de 210 kg/cm², esta longitud deberá incrementarse en un tercio.

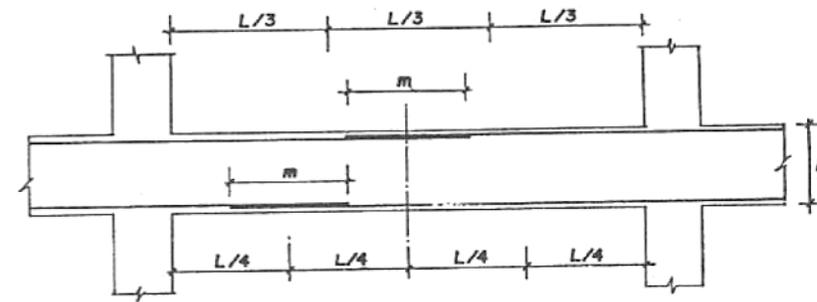
Por otro lado, para las barras inferiores, los apoyos son una zona ideal al no presentarse momentos positivos. Sin embargo, cuando una viga recibe cargas de sismo, la envolvente de los momentos ocasionados por éste presenta una forma de "X", aumentando considerablemente los momentos positivos y negativos en los apoyos, y manteniendo casi sin alterar los momentos de la zona central.

Es así que el empalme en la zona central para las barras superiores sigue siendo válido; pero para las barras inferiores sería inconveniente seguir empalmado en los apoyos, ya que el momento positivo se incrementa considerablemente. Es por esto que para las barras inferiores se recomienda empalmar en una zona intermedia entre el apoyo y el centro de la luz (Antonio Blanco, 1994).

Además, se deberá tener en cuenta lo señalado en la sección 8.2 referente a las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico, donde se menciona que no deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

Entonces, analizando todo lo descrito, se deberá especificar con criterio la clase de los empalmes a usar y las zonas donde empalmar.

El siguiente esquema resume lo explicado en los párrafos anteriores.



Ø	VALORES DE m		
	REFUERZO INFERIOR H CUALQUERA	REFUERZO SUPERIOR H 30	REFUERZO SUPERIOR H 30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.50
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.60	.55	.75
1"	1.15	1.00	1.30

NOTA: a- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 b- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 c- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACE-RO INTERIOR SE EMPALMARA SOBRES LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 28 cm. PARA FIERRO DE 3/8" y 35cm. PARA 1/2" o 5/8" Ø

FIGURA N°49 Consideraciones para Especificar las zonas de Empalme del Refuerzo en Vigas.

6.3.1.5 Ejemplo de Diseño:

Para una mejor descripción diseñaremos la viga V-002 ubicada en el eje "2" del nivel de sótano.

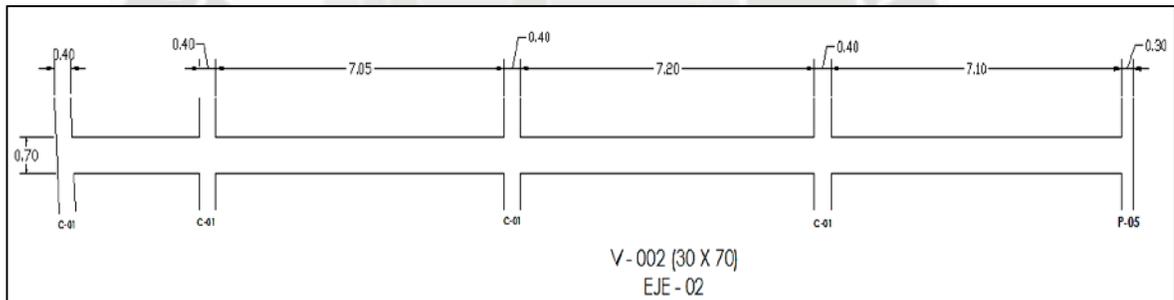


FIGURA N°50 Esquema de la Viga a Diseñar.

Diseño por Flexión: Del análisis estructural obtenemos la siguiente Envoltente de momentos flectores, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en 6.1:

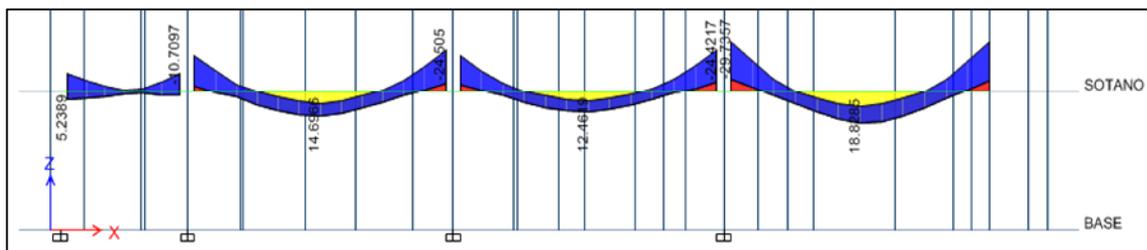


FIGURA N°51 Envoltente de Momentos Flectores para la Viga a Diseñar (ton-m).

Siendo nuestra viga a diseñar de $b = 0.30$ m de base, $h = 0.70$ de peralte y $d = (h - 9) = 0.61$ m de peralte efectivo, calculamos el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \qquad A_{s_{min}} = \frac{0.70 \cdot 210}{4200} \times 30 \times 61$$

$$A_{s_{min}} = 4.392 \text{ cm}^2$$

Refuerzo escogido = son **2 Ø 3/4"** tanto en la cara superior como en la cara inferior de la viga a diseñar.

Seguidamente con el programa ETABS 2015 se obtienen los valores para el acero máximo que deberá ser colocado en la viga tanto para la cara superior como para la cara inferior.

Hay zonas donde no es necesario colocar acero de refuerzo; con el fin de tener un diseño económico se opta por cortar las varillas para tener bastones siguiendo las recomendaciones de la norma E.060:

- El refuerzo deberá extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a "d" o "12 db", la que sea mayor. Se exceptúan los apoyos articulados y los extremos en voladizo.
- 1/3 de la luz libre para los bastones negativos en apoyos interiores, y 1/5 en apoyos exteriores.
- 1/6 de la luz libre para los bastones positivos en apoyos interiores, y 1/7 en apoyos exteriores.

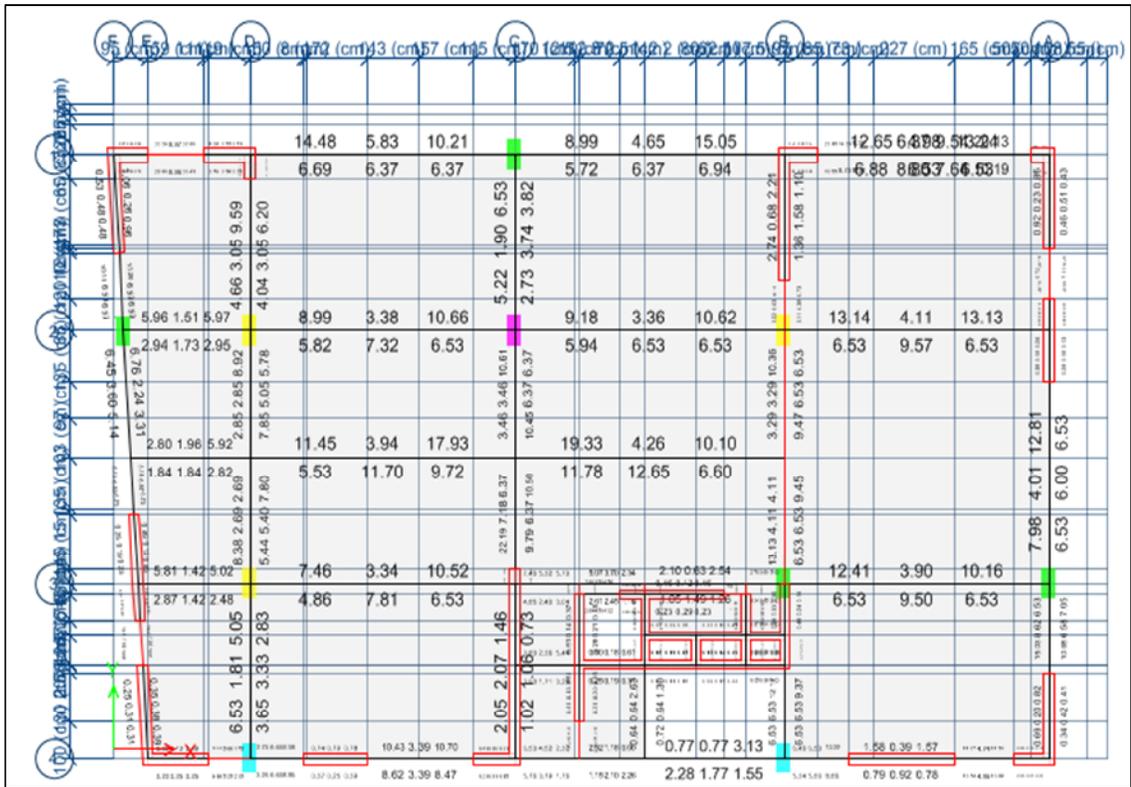


FIGURA N°52 Datos Calculados por ETABS 2015 para Obtener el Acero Máximo para la Viga a Diseñar (cm2).

Finalmente la armadura por flexión para el tramo seleccionado de la V-002 queda de la siguiente manera:

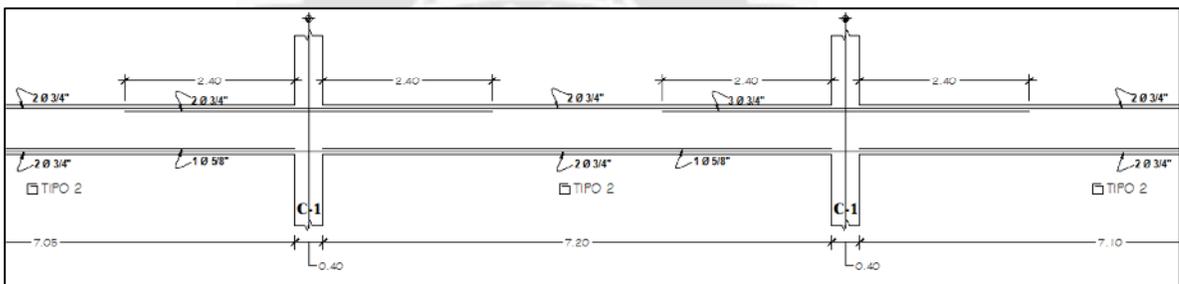


FIGURA N°53 Distribución Final del Refuerzo por Flexión para la Viga en Estudio.

Diseño por Corte: De los resultados del ETABS obtenemos el siguiente diagrama de fuerza cortante, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en el punto 6.1:

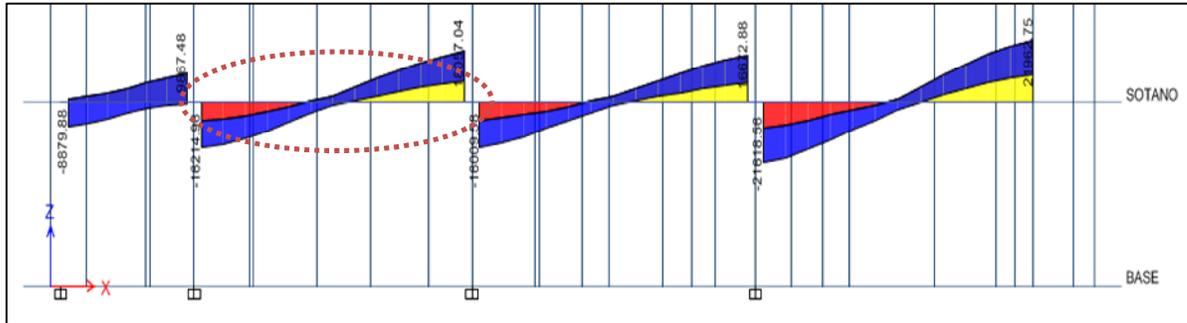
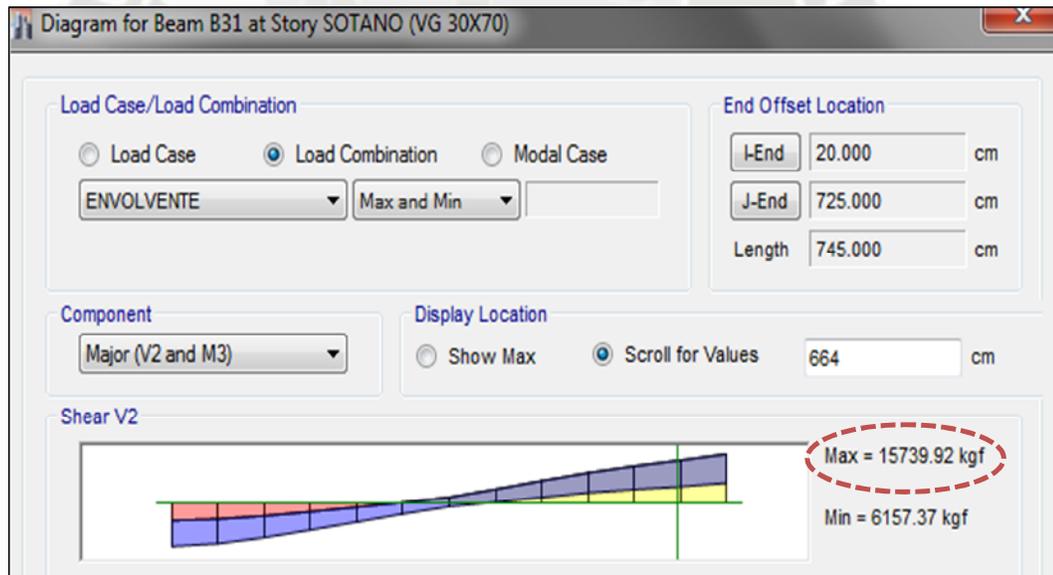


FIGURA N°54 Envolvente de Fuerzas Cortantes para la Viga a Diseñar en (ton-m).

Para el diseño por cortante se considera tanto el aporte de los estribos como el del concreto. La fuerza cortante última se toma a una distancia “d” medida desde la cara de apoyo de la viga.

A continuación hallaremos el valor de V_u para el tramo seleccionado de la Viga V-002 a una distancia “d” que tiene una luz de 7.45m:



$$V_u = 15.74 \text{ ton}$$

La norma E.0.60 en su artículo 11.3.1 nos dice que la resistencia nominal proporcionada por el concreto “ V_c ” debe calcularse según la siguiente disposición:

$$V_C = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_C = 0.53 \cdot 210 \times 30 \times 61$$

$$V_C = 14.06 \text{ ton}$$

Por tanto la resistencia que debe aportar el acero es:

$$V_S = \frac{V_u}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{15.74}{\phi} - 14.06$$

$$V_S = 4.45 \text{ ton}$$

El espaciamiento para cumplir V_s es (considerando estribos de 3/8"):

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

Dónde:

A_v = área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia "S" proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

$$S = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 61}{4450.0}$$

$$S = 81.75 \text{ cm}$$

Se observa que los espaciamientos requeridos son muy grandes, en parte se debe a que la sección no está muy sobre-reforzada, se requerirían estribos mínimos.

Sin embargo, como el elemento tiene responsabilidad sísmica se deberá tener en cuenta las consideraciones de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos, las cuales han sido descritas en la sección 21.4.4.4:

- Zona de confinamiento mínima = $2h = 1.40$ m
- El primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo.

$$S1 = 5 \text{ cm}$$

En esta zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 15.25$ cm
- $10d_b$ (barra longitudinal) = $10 \times 3/4 \times 1.91 = 19.1$ cm
- 24 (estribo) = $24 \times 3/8 \times 0.95 = 22.80$ cm

Entonces el A_s max es:

$$S2 = 15 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será según el artículo 11.5.5 existe una limitación para el espaciamiento de los estribos:

- Si $V_s \leq 1.1 \sqrt{f_c} b d$ entonces, $S \leq 0.60m$ o $S \leq d/2$
- Si $V_s > 1.1 \sqrt{f_c} b d$ entonces, $S \leq 0.30m$ o $S \leq d/4$

El espaciamiento máximo es:

$$S \leq d/2 ; S3 = 30cm$$

Por tanto se tiene la siguiente distribución de estribos:

Estribos de $\varnothing 3/8$ ----- 1@05, 9@15, Rto.@30 c/extremo.

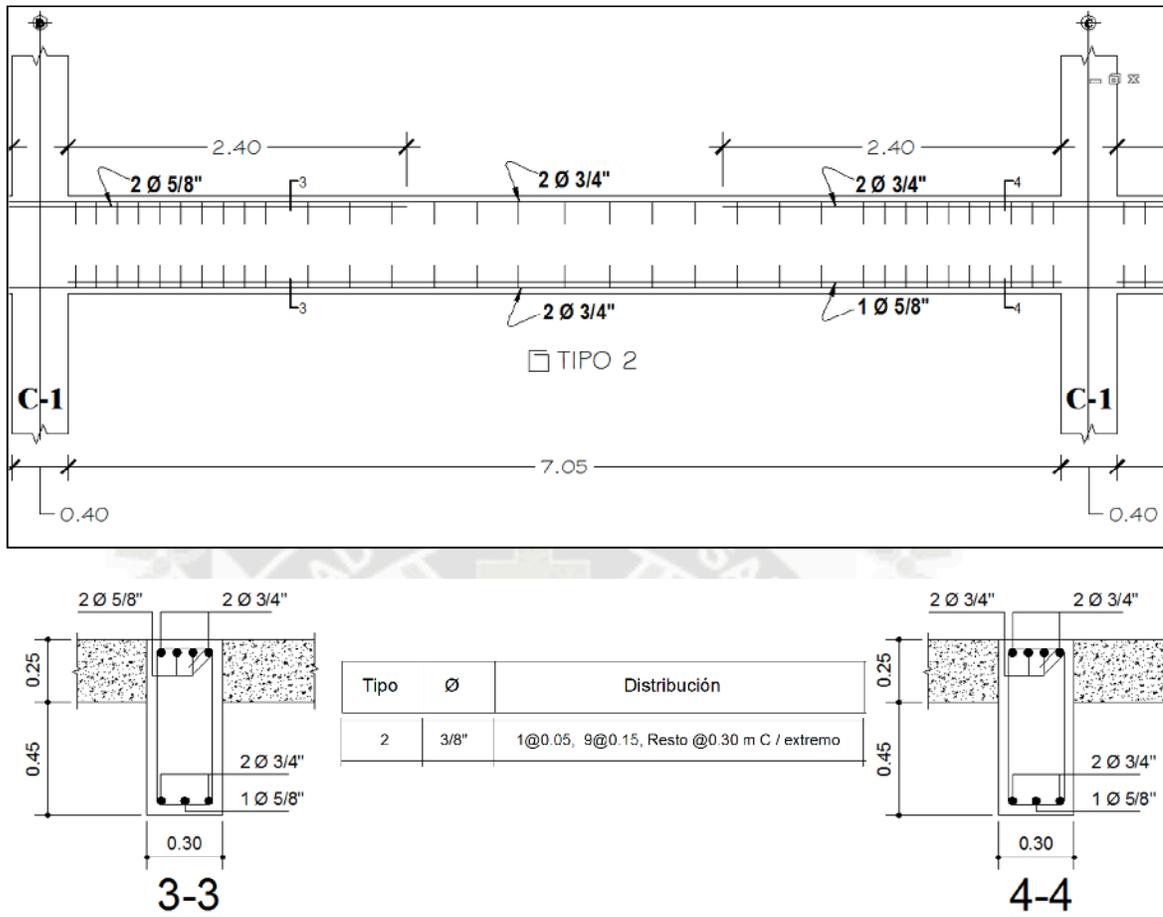


FIGURA N°55 Diseño Final de Tramo Seleccionada de la Viga V-002 - Sótano.

6.3.2 Diseño de Vigas T:

De acuerdo a la norma peruana indica para que una sección de concreto armado pueda considerarse como viga T, las alas y el alma deberán construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí. El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder de la cuarta parte de la luz libre de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

- Ocho veces el espesor de losa.
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

- La doceava parte de la luz libre de la viga.
- Seis veces el espesor de la losa.
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala una área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de la mitad del ancho del alma y un ancho efectivo no mayor de cuatro veces el ancho del alma.

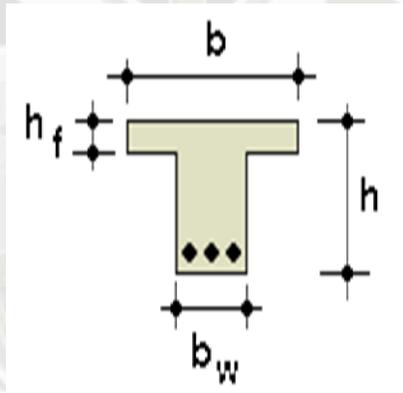


FIGURA N°56 Sección Transversal de Viga T.

6.3.2.1 Ejemplo de Diseño de Vigas T:

En un primer diseño se consideró trabajar con vigas rectangulares de 30x70 cm, en vista que los resultados de la envolvente de momentos negativos, daban como resultado valores muy elevados se consideró para el diseño el uso de una viga T.

Para una mejor descripción diseñaremos la viga V-007 ubicada a lo largo del eje "C" del nivel de sótano ya que las vigas se encuentran sometidas a mayores esfuerzos.

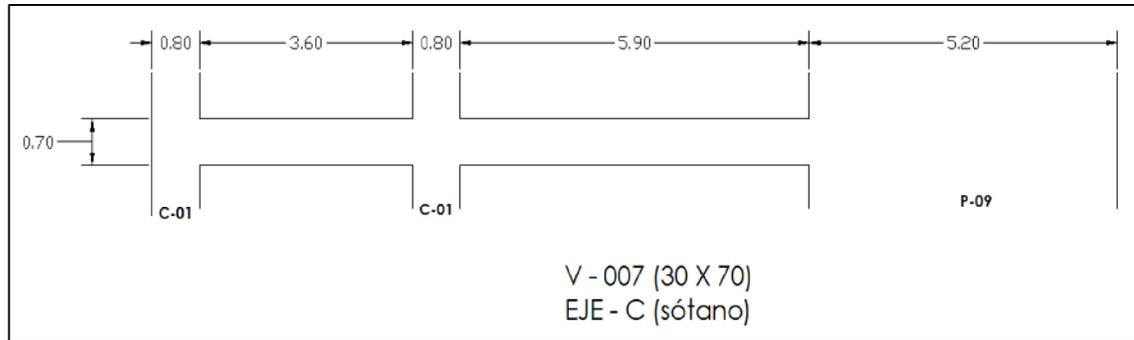


FIGURA N°57 Esquema de la Viga T a Diseñar.

Diseño por Flexión: Del análisis estructural obtenemos la siguiente envolvente de momentos flectores, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en 6.1:

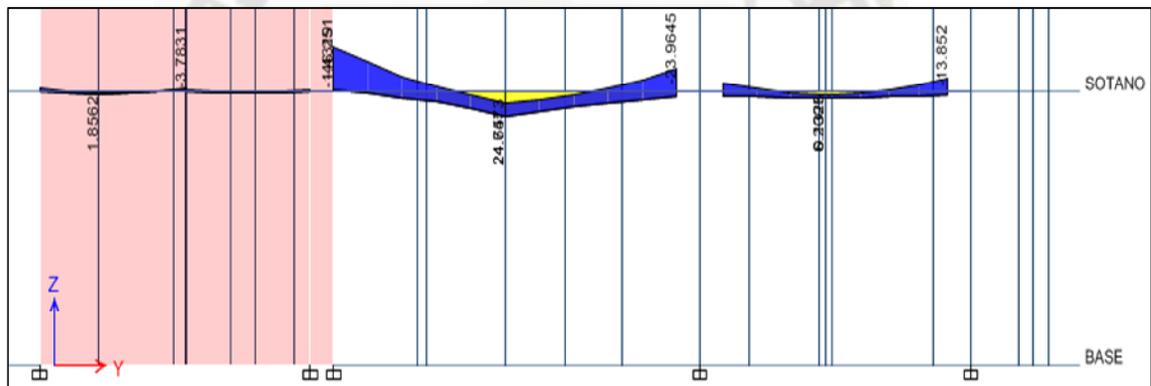


FIGURA N°58 Envolvente de Momentos flectores para la Viga T a Diseñar (ton-m).

Siendo nuestra viga a diseñar de $b_w = 0.30$ m de base, $h = 0.70$ de peralte y $d = (h - 9) = 0.61$ m de peralte efectivo, calculamos el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \qquad A_{s_{min}} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 61$$

$$A_{s_{min}} = 4.392\text{cm}^2$$

Refuerzo escogido = son $2 \text{ } \varnothing \text{ 1"}$ tanto en la cara superior como en la cara inferior de la viga a diseñar. Seguidamente con el programa ETABS 2015 se obtienen los valores para el acero máximo que deberá ser colocado en la viga tanto para la cara superior como para la cara inferior.

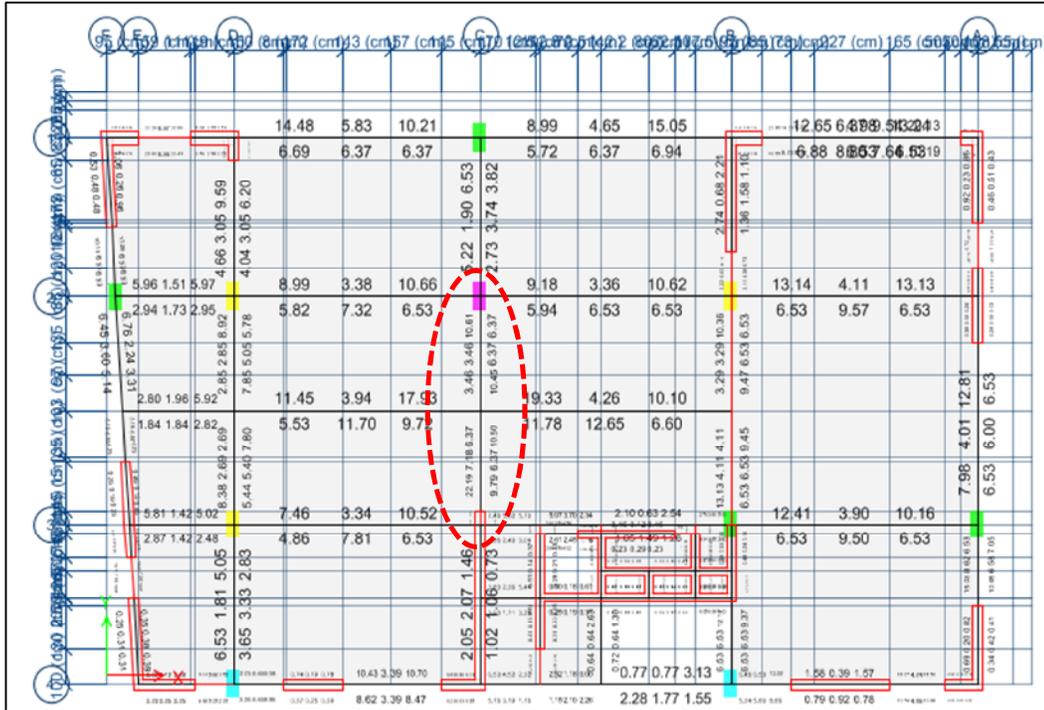


FIGURA N°59 Datos calculados por ETABS 2015 para obtener el acero máximo para la Viga T a Diseñar (cm2).

Diseño por Corte: De los resultados del ETABS obtenemos el siguiente diagrama de fuerza cortante, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en el punto 6.1:

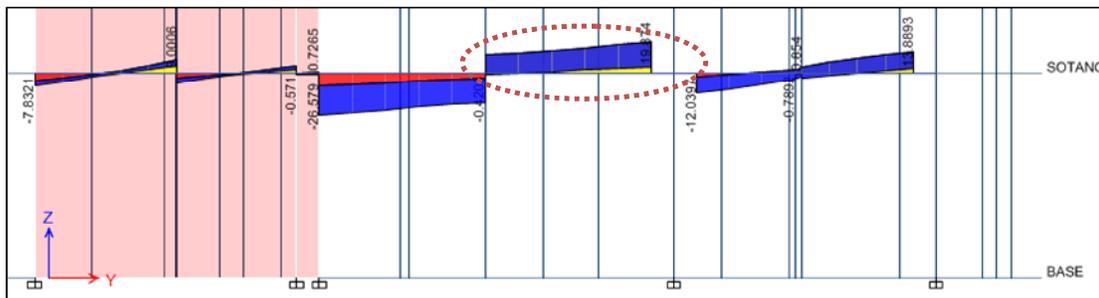
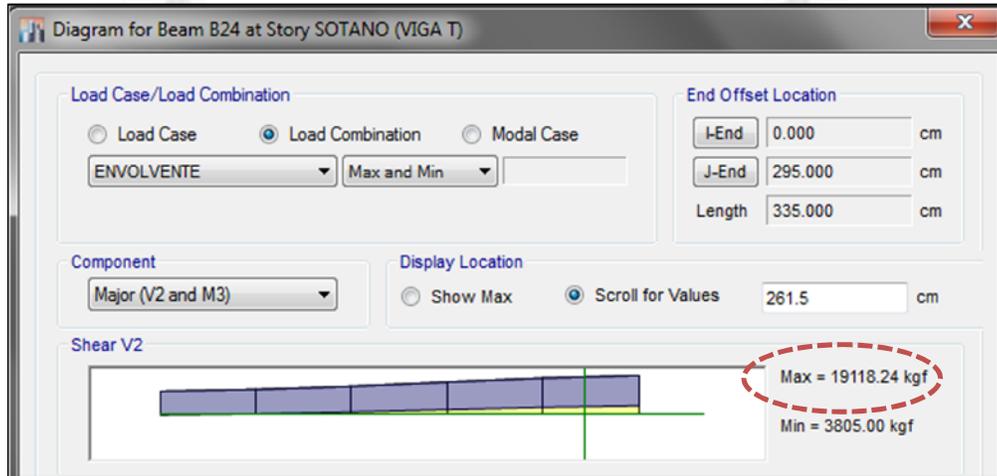


FIGURA N°60 Envoltente de Fuerzas Cortantes para la Viga T a Diseñar en (ton-m).

Para el diseño por cortante se considera tanto el aporte de los estribos como el del concreto. La fuerza cortante última se toma a una distancia “d” medida desde la cara de apoyo de la viga.

A continuación hallaremos el valor de V_u para el tramo seleccionado de la Viga V-007 a una distancia “d” que tiene una luz de 3.35m:



$$V_u = 19.12 \text{ ton}$$

La norma E.0.60 en su artículo 11.3.1 nos dice que la resistencia nominal proporcionada por el concreto “ V_c ” debe calcularse según la siguiente disposición:

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

$$V_c = 14.06 \text{ ton}$$

Por tanto la resistencia que debe aportar el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{1} - V_c$$

$$V_s = 8.43 \text{ ton}$$

El espaciamiento para cumplir V_s es (considerando estribos de 3/8”):

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

$$S = 43.16 \text{ cm}$$

Se observa que los espaciamientos requeridos son muy grandes, se requerirían estribos mínimos.

Sin embargo, como el elemento tiene responsabilidad sísmica se deberá tener en cuenta las consideraciones de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos, las cuales han sido descritas en la sección 21.4.4.4:

- Zona de confinamiento mínima = $2h = 1.40$ m
- El primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo.

$$S1 = 5 \text{ cm}$$

En esta zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 15.25$ cm
- $10d_b$ (barra longitudinal) = $10 \times 1" \times 2.54 = 25.4$ cm
- 24 (estribo) = $24 \times 3/8 \times 0.95 = 22.80$ cm

Entonces el $A_s \max$ es:

$$S2 = 15 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será según el artículo 11.5.5 existe una limitación para el espaciamiento de los estribos:

- Si $V_s \leq 1.1 \sqrt{f_c} b_w d$ entonces, $S \leq 0.60\text{m}$ o $S \leq d/2$
- Si $V_s > 1.1 \sqrt{f_c} b_w d$ entonces, $S \leq 0.30\text{m}$ o $S \leq d/4$

El espaciamiento máximo es:

$$S \leq d/2, \quad S3 = 30\text{cm}$$

Por tanto se tiene la siguiente distribución de estribos:

Estribos de $\varnothing 3/8$ ----- 1@05, 9@15, Rto. @30 c/extremo.

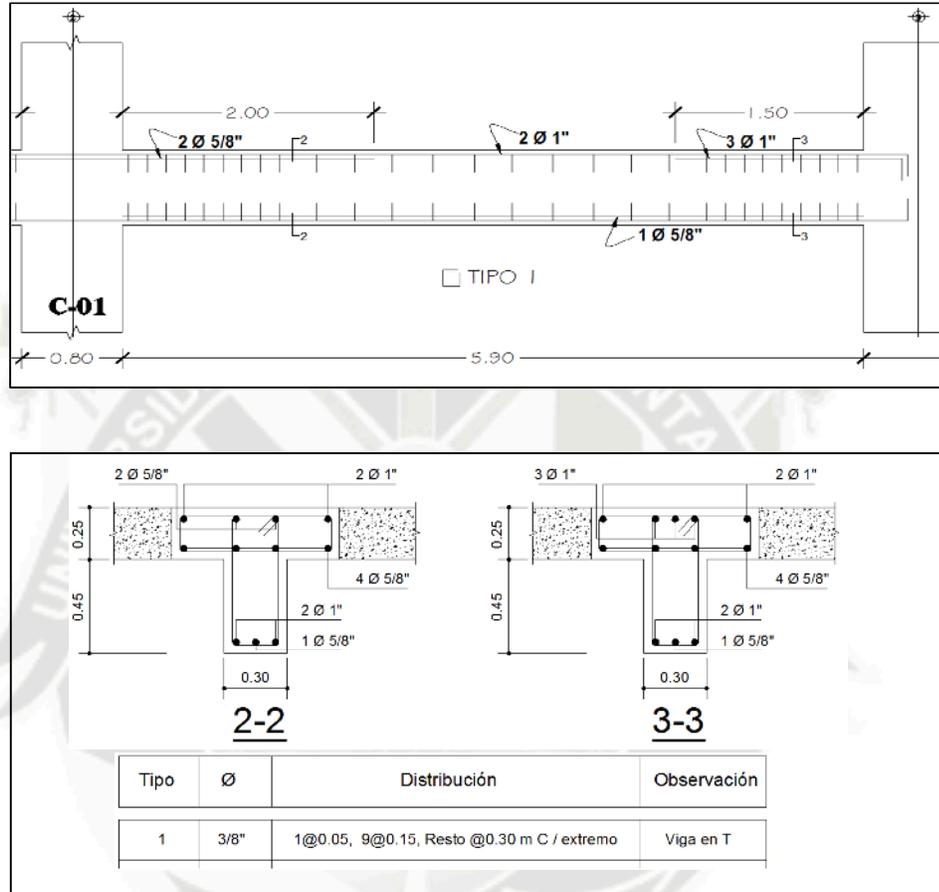


FIGURA N°61 Diseño Final de Tramo Seleccionado de la Viga T V-007 - Sótano.

6.4 DISEÑO DE COLUMNAS.

Las columnas son elementos que están sometidos a flexocompresión, es decir que reciben cargas axiales y momentos flectores debido a las fuerzas de sismo. El diseño para estos elementos es similar al de flexión, considerando adicionalmente los efectos de esbeltez.

Las columnas soportarán además de su peso propio, las sobrecargas, las cargas de las vigas peraltadas y chatas, losas aligeradas y macizas y todo elemento estructural que este dentro de su área de tributaria, que luego las transmitirán hacia la cimentación, y además controlan los desplazamientos laterales de la estructura. Dependiendo si en el edificio predominan las columnas o placas, se deberá tener especial consideración en el diseño sísmico para lograr un comportamiento dúctil durante un evento sísmico. Una manera de diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga, es calcular la carga axial que soporta. Si $P_u < 0.1 \cdot f_c \cdot A_g$, el elemento deberá diseñarse como una viga y en caso contrario como una columna. Donde A_g es el área bruta de la sección transversal

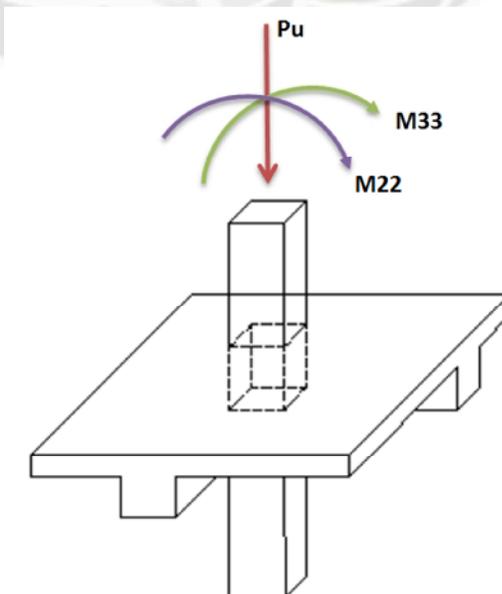


FIGURA N°62 Esquema de Columna con las Cargas que Recibe.

Al igual que las vigas, las columnas se modelan como parte de pórticos; y las cargas sísmicas también se obtendrán del modelo estructural usado para el análisis sísmico. Una vez obtenidas las cargas sísmicas y de gravedad, se procede a resolver todas las combinaciones que establece la Norma E.060. La mayoría de columnas reciben momentos en las dos direcciones, X-X e Y-Y. Es conveniente analizar cada dirección por separado, y obtener las combinaciones de carga respecto a cada eje. A diferencia de las vigas, no se trabaja con una envolvente, sino se estudia cada combinación por separado.

El diseño se hace por flexocompresión y por cortante considerando las cargas amplificadas con las mismas cinco combinaciones del diseño de vigas, ya que estos elementos soportan cargas de sismo adicionales a las de gravedad.

6.4.1 Diseño por Flexocompresión.

Para realizar el diseño por flexocompresión se deberá construir varios diagramas de interacción para cada columna y para cada dirección, los diagramas de interacción definen los límites de resistencia de la sección, para las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones de gravedad y sísmicas luego de amplificarlas por las diversas combinaciones, si los puntos se encuentran dentro de la curva de diseño, entonces la sección y la cantidad de acero es la adecuada. El diseño es un procedimiento iterativo, se empieza asumiendo una armadura para la sección y se elaboran los diagramas de interacción correspondientes a cada dirección del análisis, usando los factores de reducción especificados para cada tipo de sollicitación.

En nuestro caso utilizaremos el programa CSiCol 9.0, para obtener los diagramas de interacción, para lo cual ante una determinada sección de columna iremos variando

la cantidad y distribución de acero colocado, hasta verificar que los puntos de Momento y Axiales ultimas de las diversas combinaciones de carga se encuentren dentro y lo más cercano a la curva de diseño del diagrama de interacción.

En el Artículo 10.9.1, la Norma E.060 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas: como mínimo 1%, para contrarrestar los efectos del flujo plástico en el concreto; y como máximo 6%, para evitar la congestión del refuerzo en el elemento. Estas cuantías se aplican al área total bruta de la sección.

Se recomienda que la cuantía este entre el 1% y 4% para evitar el congestionamiento de refuerzo en los nudos y por otro lado conseguir un diseño económico.

$$\rho \quad 1\% \qquad \rho \quad 6\%$$

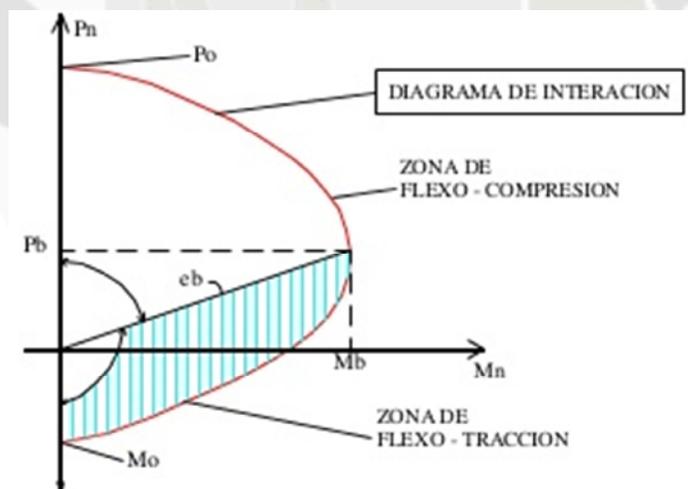


FIGURA N°63 Diagrama de Interacción: Un gráfico en el que se representa la combinación de momentos y cargas axiales actuantes, que hace fallar a una columna

6.4.2 Efectos de Esbeltez.

Se procede a calcular la esbeltez en la columna, para verificar que las cargas axiales aplicadas no generen deformaciones transversales que aumenten la excentricidad,

modificando esto los momentos hallados en el análisis anterior (Momentos de 1er orden), esta nueva excentricidad generará efectos de deformación de 2do orden. La Norma E.060 propone dos métodos para estimar estos efectos, dependiendo de si el entrepiso donde se encuentra ubicada la columna en estudio presenta o no desplazamiento lateral importante.

6.4.2.1 Estructuras sin desplazamiento lateral.

La Norma E.060 en su Artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k lu}{r} \left[34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \right] \leq 40$$

Dónde:

- $M1$ = Menor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.
- $M2$ = Mayor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, siempre positivo.
- k = Factor de longitud efectiva.
- lu = Longitud sin arriostrar en la columna,
- r = Radio de giro de la sección transversal.

Para el factor de longitud efectiva k , la Norma E.060 indica que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir $=1$ conservadoramente.

En la expresión anterior “ r ” es el radio de giro de la sección y se calcula para secciones rectangulares como $r = 0.3 h$ (h es el peralte de la sección) indicado en la Norma E.60 en su Artículo 10.11.2. La longitud sin arriostrar en la columna lu , es la distancia libre entre las losas de piso, descontando también las vigas y otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando (Norma E.60 en su artículo 10.11.3.1)

El término M_1/M_2 es positivo si la columna a flexionarse tiene una curvatura simple y es negativo si la columna a flexionarse tiene curvatura doble, como se muestra en las siguientes imágenes:

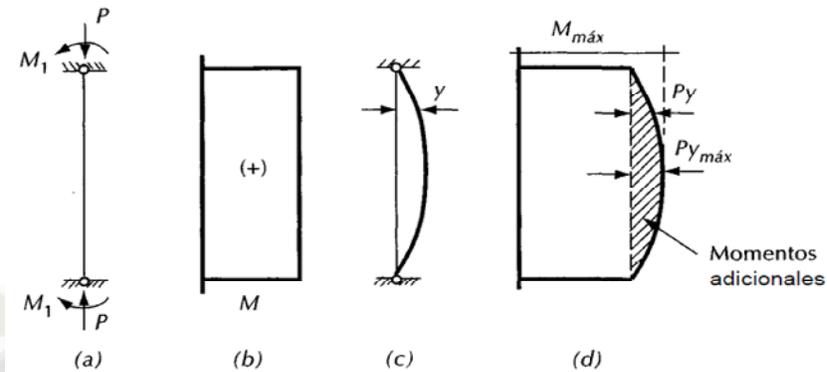


FIGURA N°64 Efectos de Esbeltez en Columnas con Simple Curvatura.

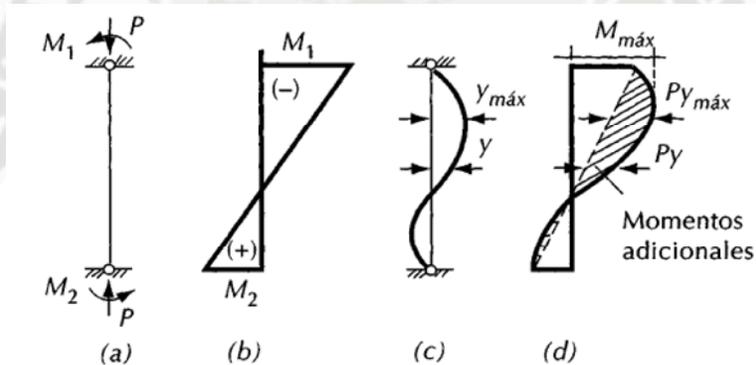


FIGURA N°65 Efectos de Esbeltez en Columnas con Doble Curvatura.

En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su Artículo 10.12.3 indica que se deben amplificar los momentos de diseño mediante la siguiente expresión:

$$M_1 = \delta_{ns} M_1 \qquad M_2 = \delta_{ns} M_2$$

Dónde: δ_{ns} es el factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1 ; \text{ donde: } P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l u)^2} \quad \text{y} \quad EI = \frac{(0.4 E_c I_g)}{1 + \beta d}$$

Además:

- C_m = Factor que relaciona la forma del diagrama de momentos y el tipo de curvatura. Para elementos con curvatura simple se toma igual a 1. Para elementos con doble curvatura (la mayoría de casos) se calcula usando $C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$, pero como mínimo se debe tomar $C_m = 0.4$.
- P_u = Fuerza axial última de diseño.
- P_c = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).
- EI = Producto del módulo de elasticidad y la inercia de la sección considerando fisuramiento
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
- I_g = Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).
- d = Para estructuras sin desplazamiento lateral es la relación entre el momento último debido a la carga muerta permanente M_{cm} y el momento último de diseño M_u , siempre positivo.

Adicionalmente se indica que si M_2/P_u es menor que $(1.5+0.03h)$; para el cálculo de se deberán amplificar los momentos M_1 y M_2 y considerando una excentricidad mínima de $(1.5+0.03h)$, o en su defecto tomar $C_m = 1$. Nótese que h es el peralte de la columna en la dirección analizada, en cm.

6.4.2.2 Estructuras con desplazamiento lateral.

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Donde k deberá ser calculado considerando los desplazamiento laterales, y no debe ser menor que 1.0.

Para el valor de k en pórticos con desplazamiento lateral existen nomogramas como los de Jackson y Moreland que permiten obtener gráficamente dicho valor.

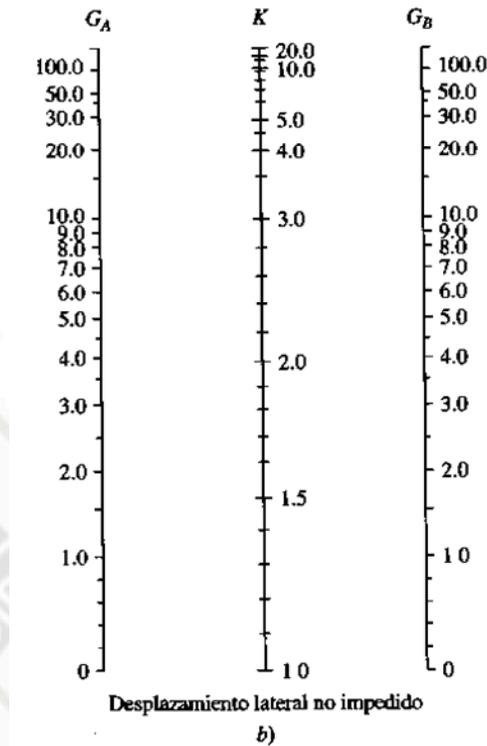


FIGURA N°66 Nomograma para Desplazamientos Laterales no Impedidos.

Para estos monogramas debemos calcular los factores G en cada extremo del miembro (G_A y G_B), donde para conexiones rígidas de columnas a zapatas G_A teóricamente tiende a cero pero de un punto de vista práctico se recomienda un valor de 1.0 ya que ninguna conexión es perfectamente rígida, para hallar el valor de G_B tenemos la siguiente formula:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{vigas}}$$

En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su Artículo 10.13.3 indica que se deben usar las siguientes expresiones:

$$M1 = \delta_{ns}M1 + \delta_sM1s$$

$$M2 = \delta_{ns}M2 + \delta_sM2s$$

Dónde:

- α_s = Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados. Se calcula usando las mismas expresiones de la sección 6.4.2.1
- α_{ns} = Factor de amplificación de momento para pórticos no arriostrados. Es un solo valor para columnas pertenecientes a un mismo pórtico.
- $M1s$ y $M2s$ = Cargas de sismo amplificadas.

Para el cálculo del factor α_s se debe hacer un análisis de segundo orden; sin embargo la Norma E.060 presenta dos alternativas para esto.

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad \text{ó} \quad \delta_g = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi \sum P_c}}$$

Donde Q es el índice de estabilidad del entrepiso, se calcula mediante:

$$Q = \frac{(P_u) u}{V_u h}$$

Dónde:

- P_u = Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.
- u = deformación relativa de entrepiso.
- V_u = fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales.
- h = altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse calculando δ_g con el valor Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

6.4.3 Diseño por Corte.

El cortante es resistido por el concreto y por los estribos donde según la norma E-060 la fuerza cortante deberá basarse mediante la siguiente expresión

Dónde:

- V_u : Resistencia requerida.
- V_n : Resistencia nominal.

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y la contribución del acero V_s :

$$V_n = V_c + V_s$$

Entonces:

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

La Norma E.060 en su artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

Donde N_u es la carga axial en kg y positiva por ser de compresión y A_g en cm^2 . Al igual que las vigas, las columnas llevan estribos que sirven como refuerzo por corte.

La resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Se da Cuando la fuerza cortante última V_u exceda la resistencia al corte del concreto V_c .

Por otro lado, de acuerdo al artículo 21.4.5.3 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 10 cm.
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 50 cm.
- Fuera de la longitud L_o , la separación no será mayor que:
 - La requerida por fuerza cortante.
 - La mitad del peralte efectivo
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 48 veces el diámetro del estribo.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 30 cm.

- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:

- $S_{max} = A_v F_y / 0.2 f'c b_w$
- $S_{max} = A_v F_y / 3.5 b_w$
- 15cm.

A continuación se muestra un esquema que resume todas estas disposiciones.

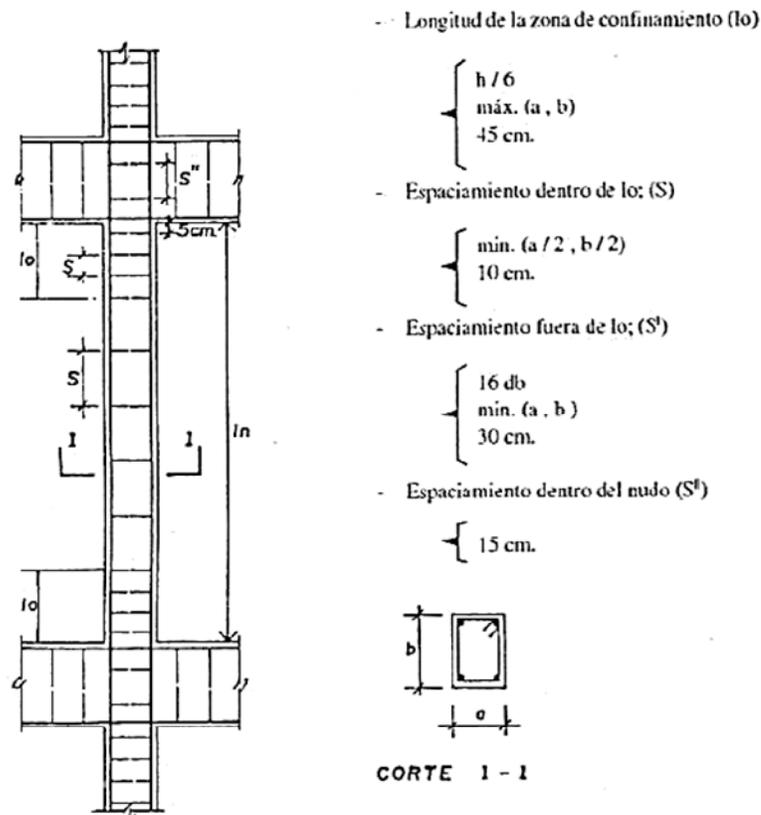


FIGURA N°67 Disposiciones para el espaciamiento de estribos en columnas según la Norma E.060.

6.4.4 Empalmes por Traslape del Refuerzo.

Sabiéndose que en la mayoría de columnas, la zona central presenta poco esfuerzo por flexión y poca congestión de acero, es conveniente realizar el empalme aquí.

Sin embargo también se pueden realizar empalmes cerca a los nudos, ya que las solicitaciones de momento en columnas no son elevadas respecto a su carga axial, sobre todo en edificios de muros.

Para este último caso se deberá incrementar la longitud del empalme. En el siguiente esquema se muestra algunas consideraciones:

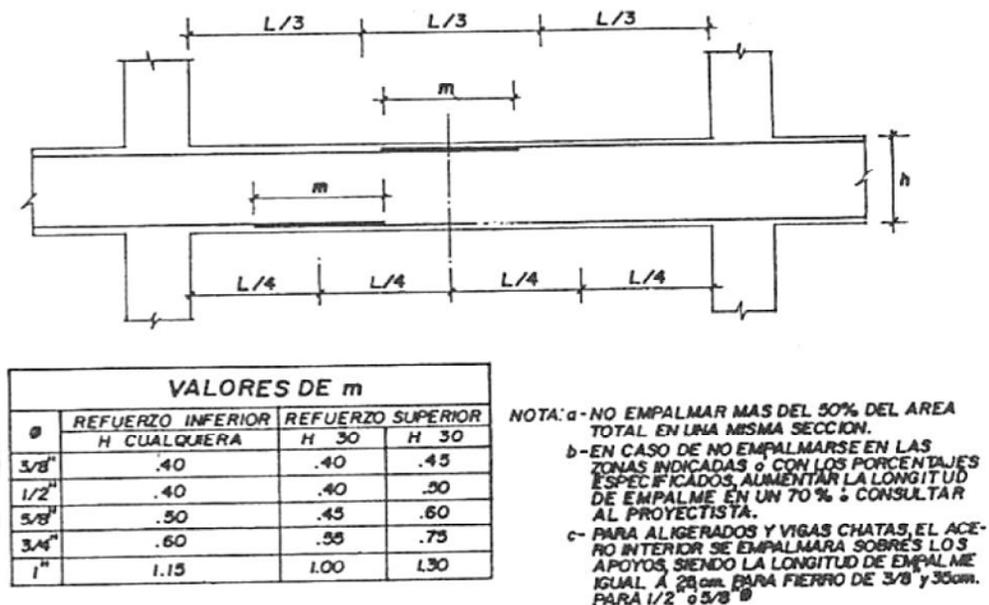


FIGURA N°68 Consideraciones para Empalme del Refuerzo en Columnas (Blanco, 1994).

En base a estos conceptos deducimos que los empalmes en columnas podrían calcularse en principio como empalmes en compresión, ya que los fierros básicamente estarán sometidos a dicho esfuerzo. Sin embargo la presencia del momento flector puede hacer que determinados fierros estén sometidos a tracción y por tanto, requiere de una mayor longitud de empalme.

Por lo tanto se puede considerar que empalmar aproximadamente en el tercio central de la altura de las columnas (entre pisos) es mucho mejor, ya que en esta zona los momentos son mínimos y el confinamiento que ocasiona dificultad en el armado no existe.

Esta recomendación es válida como tal, debiendo aclarar que en una gran cantidad de columnas los momentos son pequeños en comparación con la carga en compresión y por tanto no interesará mucho empalmar en una zona de aparentes esfuerzos altos (Antonio Blanco, 1994).

6.4.5 Ejemplo de Diseño.

A manera de ejemplo se desarrollara el diseño completo de la columna C-02 que se encuentra entre los ejes "2 y C", naciendo en el sótano hasta el noveno piso.

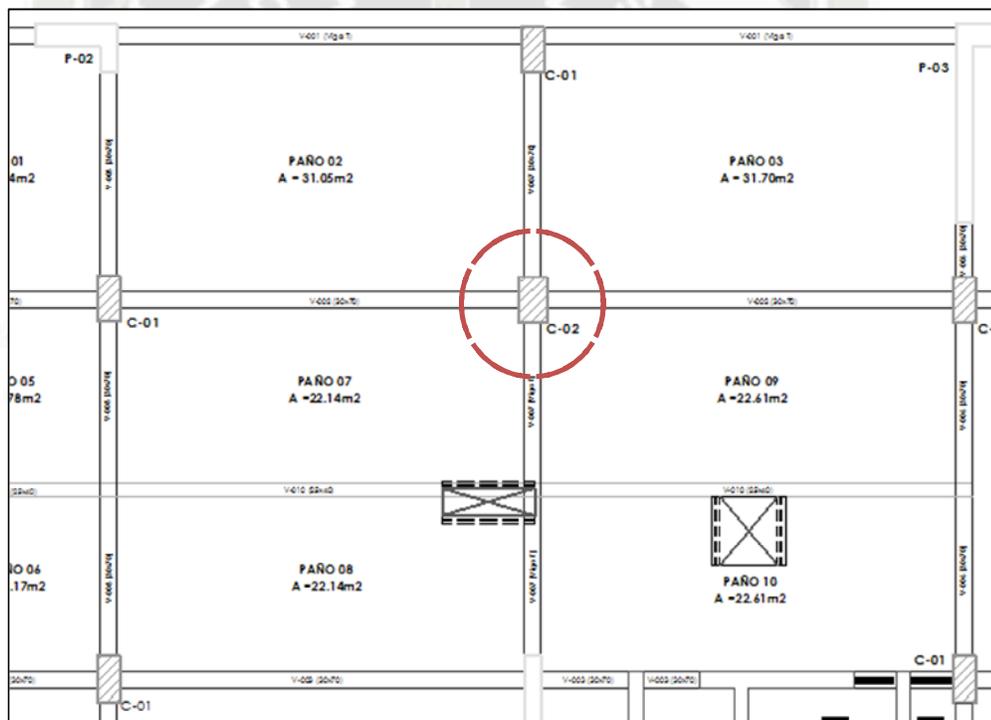
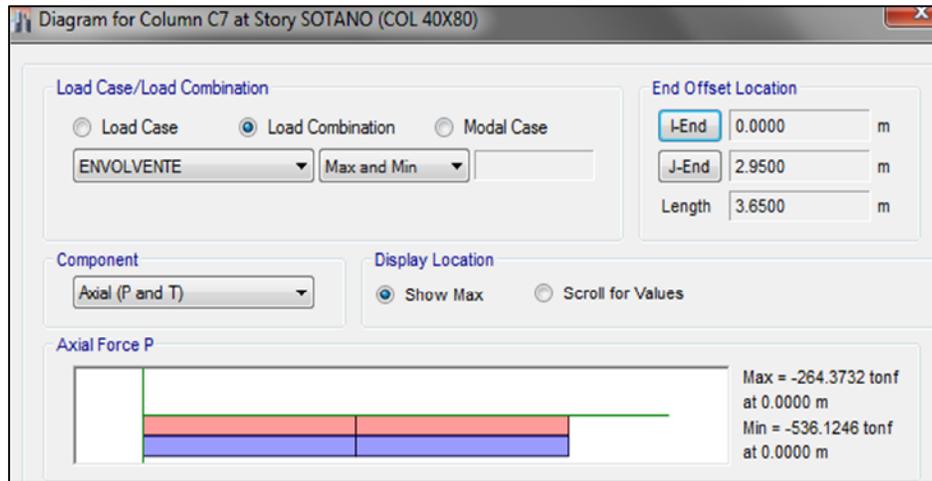


FIGURA N°69 Ubicación en Planta de la Columna C-02.

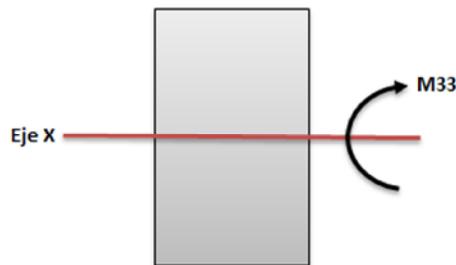
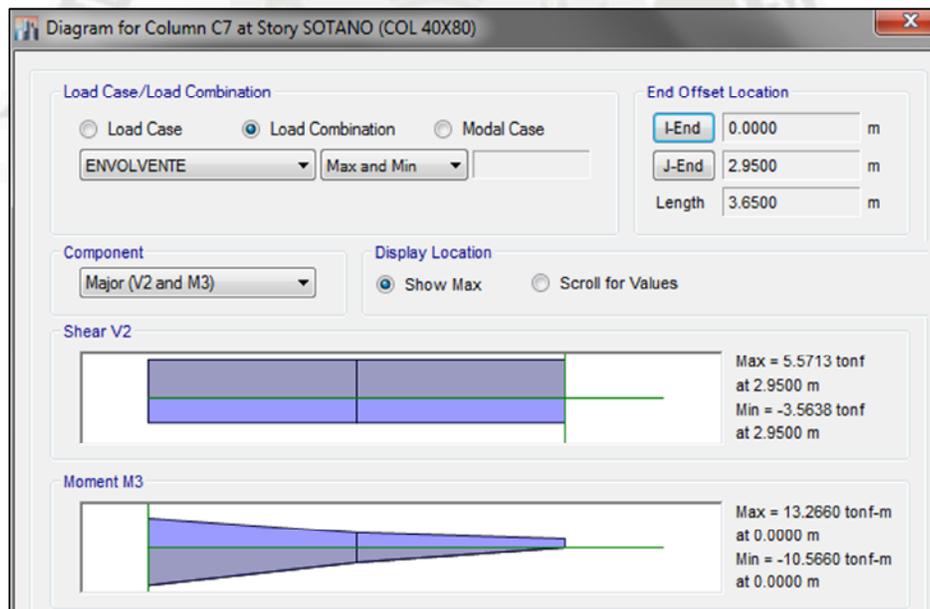
Elegimos esta columna porque es la más crítica ya que recibe mayor esfuerzo.

Diseño por Flexocompresión: La columna cuenta con unas dimensiones de 40x80 cm según su predimensionamiento, seguidamente hallaremos la carga axial P_u con el programa ETABS 20015.



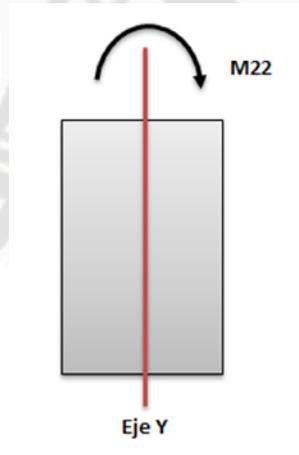
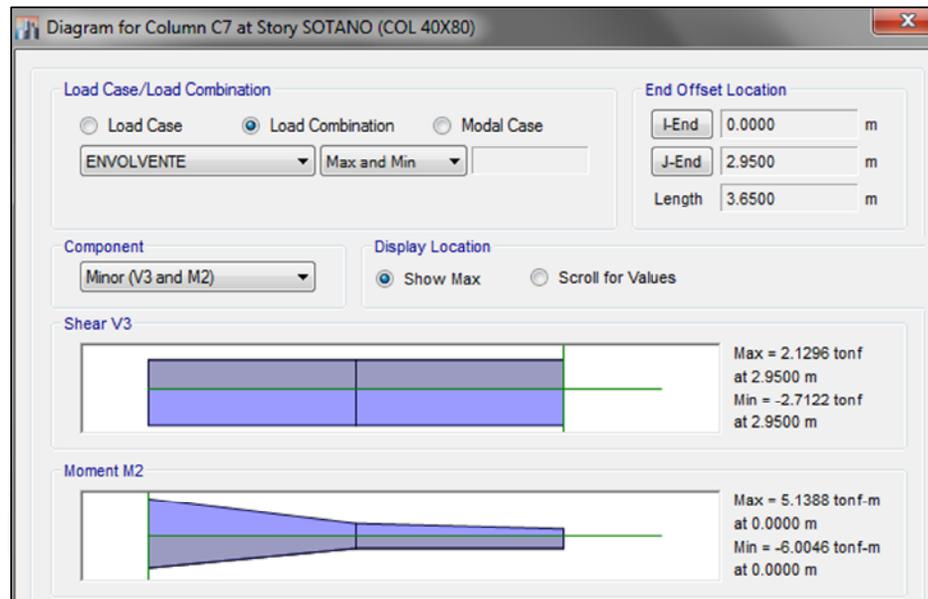
$$P_U = 536.1246 \text{ ton}$$

Seguidamente hallamos los momentos M_u en ambas direcciones $M_{33}(x)$ y $M_{22}(y)$, y los cortantes V_u en las direcciones $V_{22}(x)$ y $V_{33}(y)$.



$$M_{33} = 13.27 \text{ ton.m}$$

$$V_{22} = 5.57 \text{ ton}$$



$$M_{22} = 6.00 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{33} = 2.71 \text{ ton}$$

Calculamos la cuantía necesaria para soportar la carga axial P_u , considerando que las cuantías de acero varían de 1% a 6%. Tomamos la cuantía mínima: $\rho_{min} = 0.01$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = 0.01 \cdot 40 \cdot 80$$

$$A_{s_{min}} = 32\text{cm}^2 \text{ --- serian --- } 12 \text{ } 3/4''$$

Entonces empezamos considerando que el refuerzo mínimo para una sección de 40x80cm es de 12 Ø 3/4", que corresponden a una cuantía mínima de 1% siendo esta cuantía aceptable.

Debemos tener en cuenta que las columnas tienen una resistencia de concreto 280 kg/cm². Con ayuda del software CSICOL 9 realizamos el diagrama de interacción para todas las columnas.

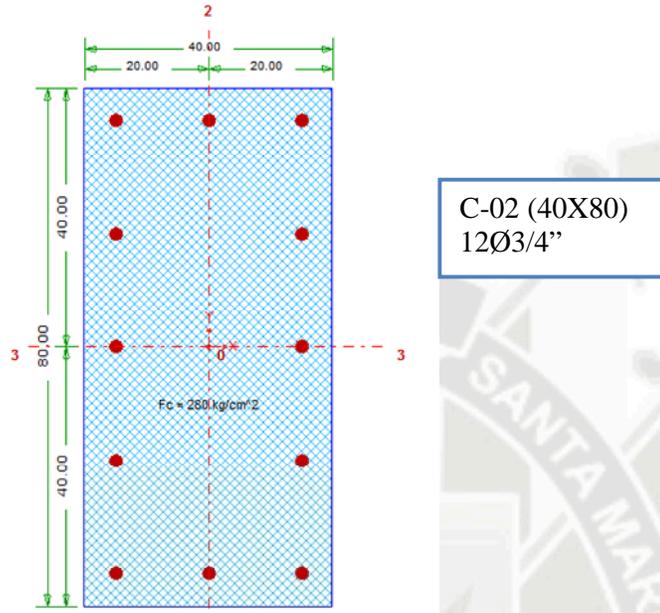


FIGURA N°70 Sección de la columna a diseñar 40x80.

Una vez asumida la armadura para la sección, se elaboran los diagramas de interacción correspondientes a cada dirección del análisis, para lo cual ante una determinada sección de columna iremos variando la cantidad y distribución de acero colocado, hasta verificar que los puntos de Momento y Axiales últimas de las diversas combinaciones de carga se encuentren dentro y lo más cercano a la curva de diseño del diagrama de interacción.

Evaluando las combinaciones de carga tenemos:

COMBOS		0°			90°			
		Axial	M33	M22	COLUMNA	MEDIDA	ACERO	DIAGRAMA
		Pu (ton)	Mux (ton.m)	Muy (ton.m)				
COMBO 01	1.4CM+1.7CV	536.12	2.54	0.60				
COMBO 02	1.25(CM+CV)+-CSx	472.79	2.83	6.00				
COMBO 03	1.25(CM+CV)+-CSy	477.46	3.20	3.46	C-02	40X80	12 Ø3/4"	NO PASA
COMBO 04	0.9CM+-CSx	289.35	1.79	5.82				
COMBO 05	0.9CM+-CSy	294.02	2.16	3.27				

TABLA N°37 Combinaciones de Carga Pu y Mu para la Columna en Estudio.

Introducimos estos valores al programa CSICOL 9 y Elaboramos el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicando los puntos (Mu,Pu), tenemos:

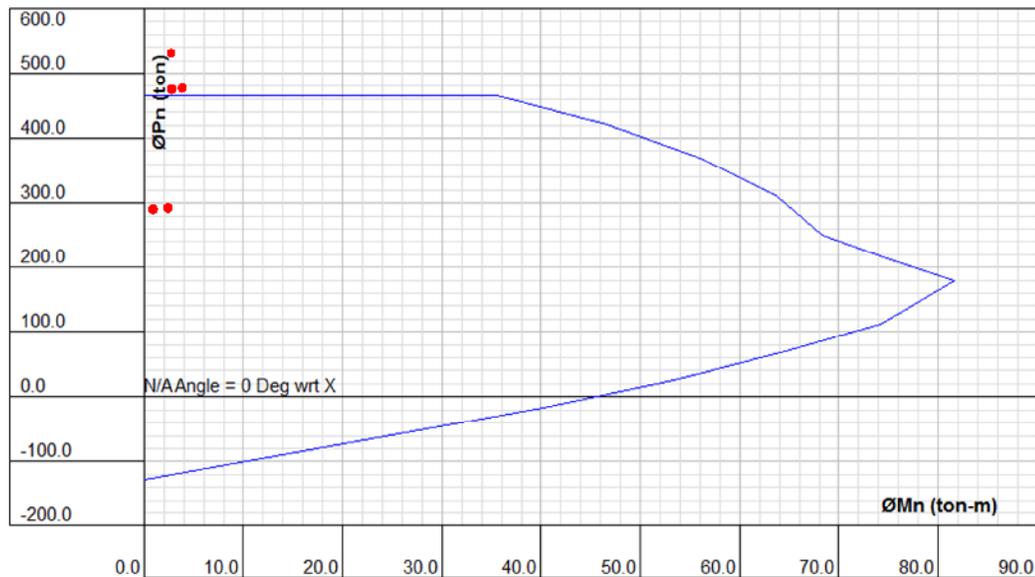


FIGURA N°71 Diagrama de Interacción Dirección x-x.

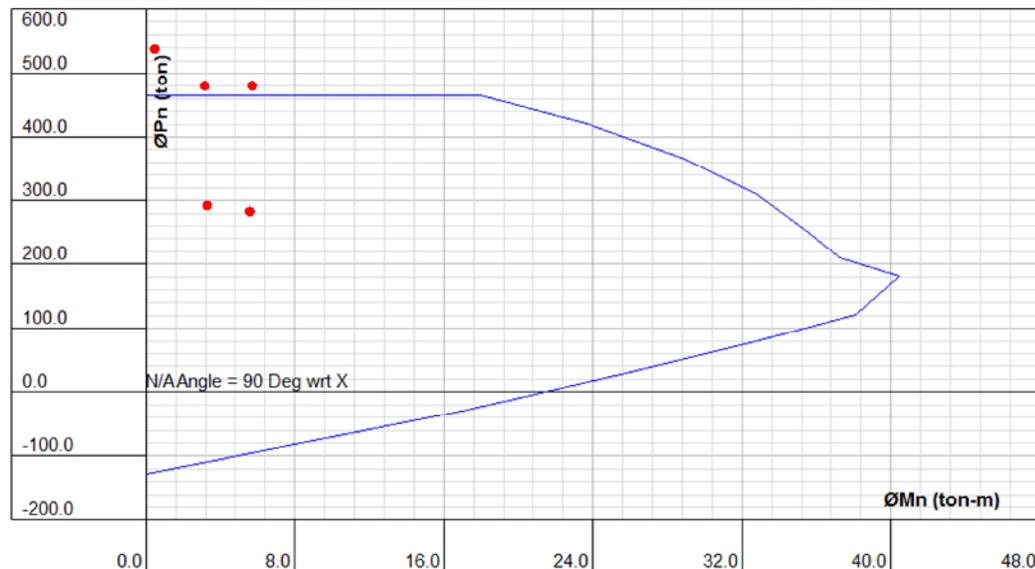


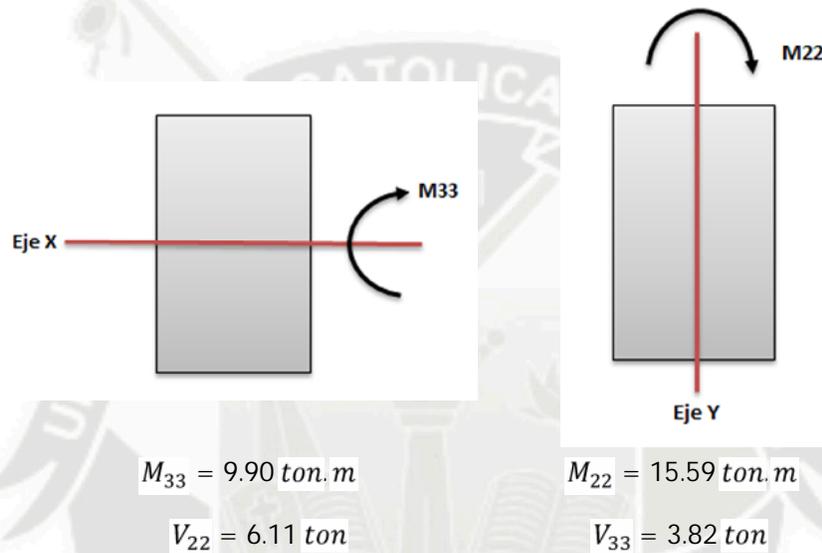
FIGURA N°72 Diagrama de Interacción Dirección y-y.

Observamos que algunos de los puntos (Mu,Pu) se ubican por encima de las curvas de resistencia, es decir esta sección no pasa los diagramas de interacción; para lo cual ampliamos la sección de dicha columna a **50x80 cm.** y realizamos el nuevo cálculo a continuación:

Con una nueva dimensión de 50x80 cm, seguidamente hallaremos la carga axial P_u con el programa ETABS 20015.

$$P_u = 578.30 \text{ ton}$$

Seguidamente hallamos los momentos M_u en ambas direcciones $M_{33}(x)$ y $M_{22}(y)$, y los cortantes V_u en las direcciones $V_{22}(x)$ y $V_{33}(y)$.



Calculamos la cuantía necesaria para soportar la carga axial P_u , considerando que las cuantías de acero varían de 1% a 6%. Tomamos la cuantía: $\rho_{min} = 0.015$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = 0.015 \cdot 50 \cdot 80$$

$$A_{s_{min}} = 60 \text{ cm}^2 \text{ --- serian --- } 12 \cdot 1''$$

Entonces consideramos que el refuerzo mínimo para una sección de 50x80cm es de 12 Ø 1", que corresponden a una cuantía mínima de 1.5% siendo esta cuantía aceptable. Debemos tener en cuenta que las columnas tienen una resistencia de concreto 280 kg/cm².

Con ayuda del software CSICOL 9 realizamos el diagrama de interacción para todas las columnas.

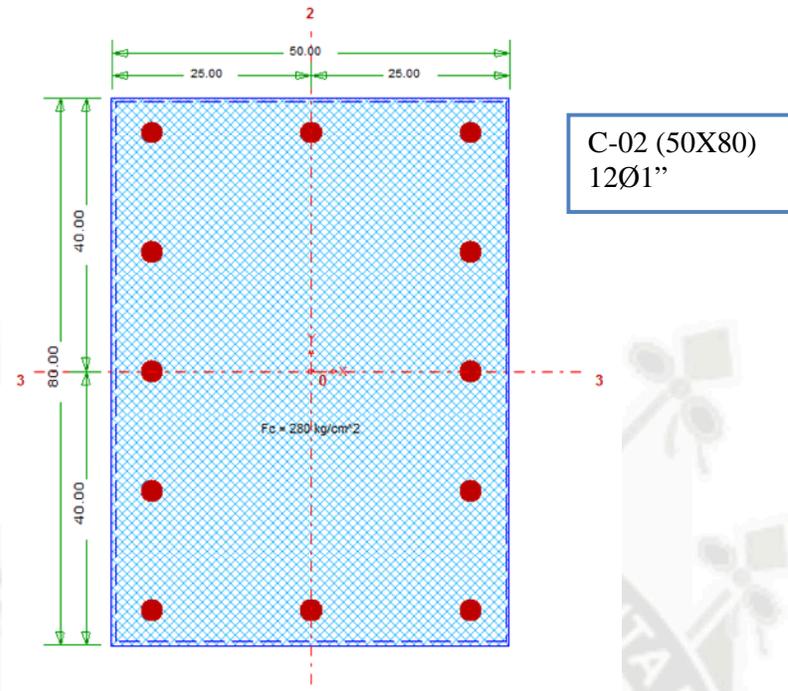


FIGURA N°73 Sección de la Columna a Diseñar 50x80.

Una vez asumida la armadura para la sección, se elaboran los diagramas de interacción correspondientes a cada dirección del análisis, hasta verificar que los puntos de Momento y Axiales últimas de las diversas combinaciones de carga se encuentren dentro y lo más cercano a la curva de diseño del diagrama de interacción.

Evaluando las combinaciones de carga tenemos:

COMBOS		0°			90°			
		Axial	M33	M22	COLUMNA	MEDIDA	ACERO	DIAGRAMA
		Pu (ton)	Mux (ton)	Muy (ton)				
COMBO 01	1.4CM+1.7CV	578.30	2.62	0.81				
COMBO 02	1.25(CM+CV)+-CSx	510.18	11.05	9.90				
COMBO 03	1.25(CM+CV)+-CSy	515.19	15.59	5.63	C-02	50X80	12 Ø1"	OK
COMBO 04	0.9CM+-CSx	312.84	10.15	9.65				
COMBO 05	0.9CM+-CSy	317.85	14.69	5.37				

TABLA N°38 Combinaciones de Carga Pu y Mu para la Columna en Estudio.

Introducimos estos valores al programa CSICOL 9 y Elaboramos el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicando los puntos (Mu,Pu), tenemos:

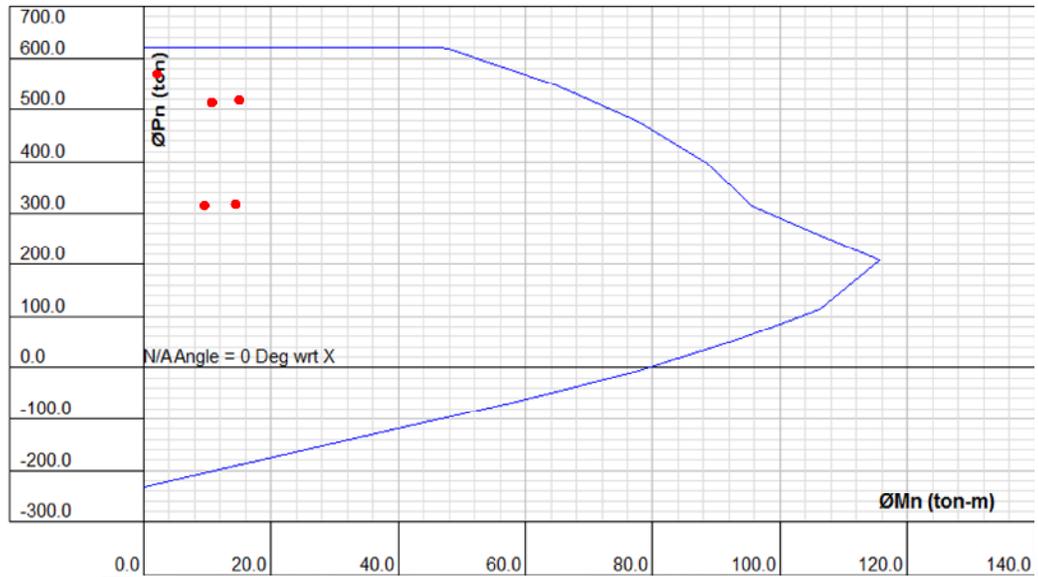


FIGURA N°74 Diagrama de Interacción Dirección x-x.

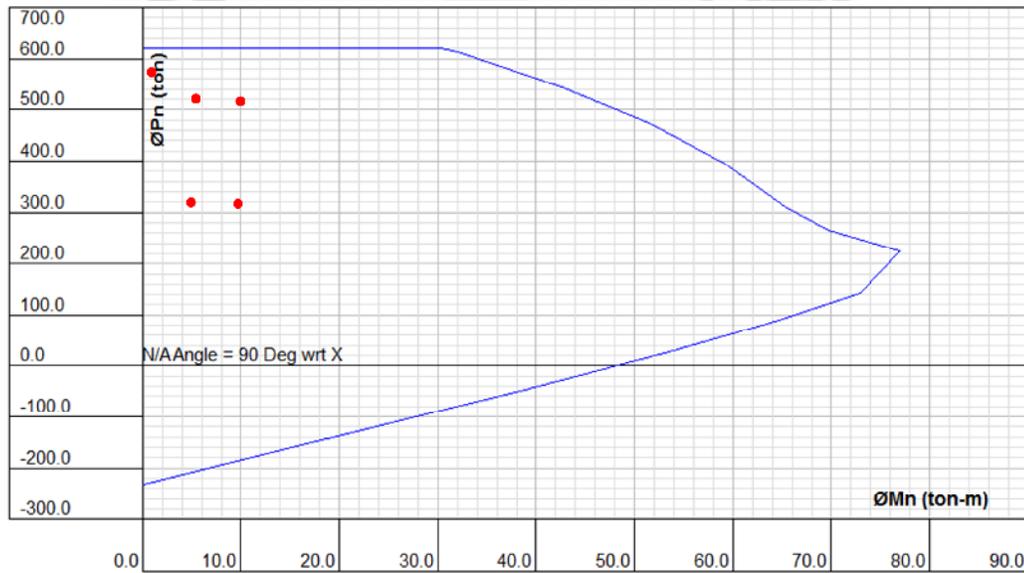


FIGURA N°75 Diagrama de Interacción Dirección y-y.

Se puede Observar que los puntos (M_u , P_u) se ubican por debajo de las curvas de diseño, con un margen razonable considerando que se tiene una cuantía mínima en la sección.

Efectos de Esbeltez: Se verificará los efectos de esbeltez de acuerdo a la sección 6.4.2 para verificar que las cargas axiales aplicadas no generen deformaciones transversales que aumenten la excentricidad.

La Norma E.060 propone dos métodos para estimar estos efectos, dependiendo de si el entrepiso donde se encuentra ubicada la columna en estudio presenta o no desplazamiento lateral importante.

- Sin desplazamiento lateral:

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k l_u}{r} \left[34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right]; \quad \left| 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right| \leq 40$$

Para el factor de longitud efectiva k , para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir $=1$ conservadoramente.

$$k = 1$$

En la expresión anterior “ r ” es el radio de giro de la sección y se calcula para secciones rectangulares como $r = 0.3 h$ (h es el peralte de la sección).

$$r = 0.3(0.80)$$

$$r = 0.24m$$

La longitud sin arriostrar en la columna l_u , es la distancia libre entre las losas de piso, descontando también las vigas y otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral:

$$l_u = 2.10 m$$

Verificaremos si el término M_1/M_2 es de curvatura simple (+) o de tiene curvatura doble (-) para nuestra columna a diseñar:

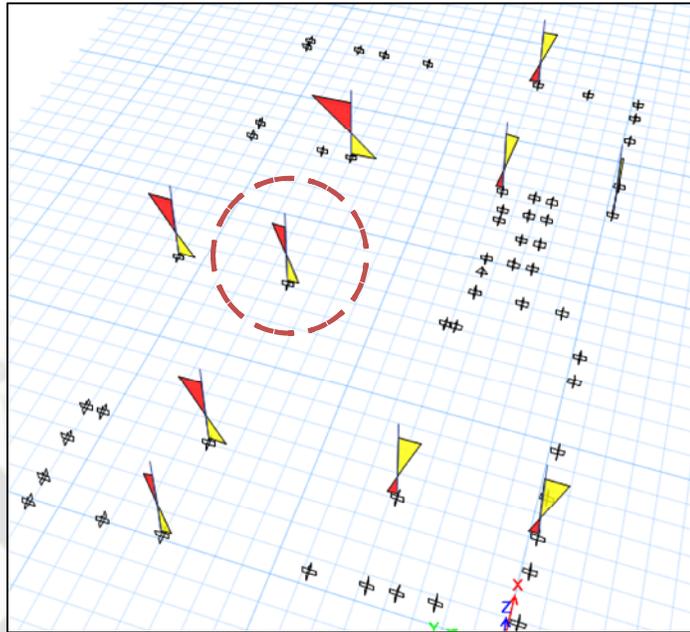
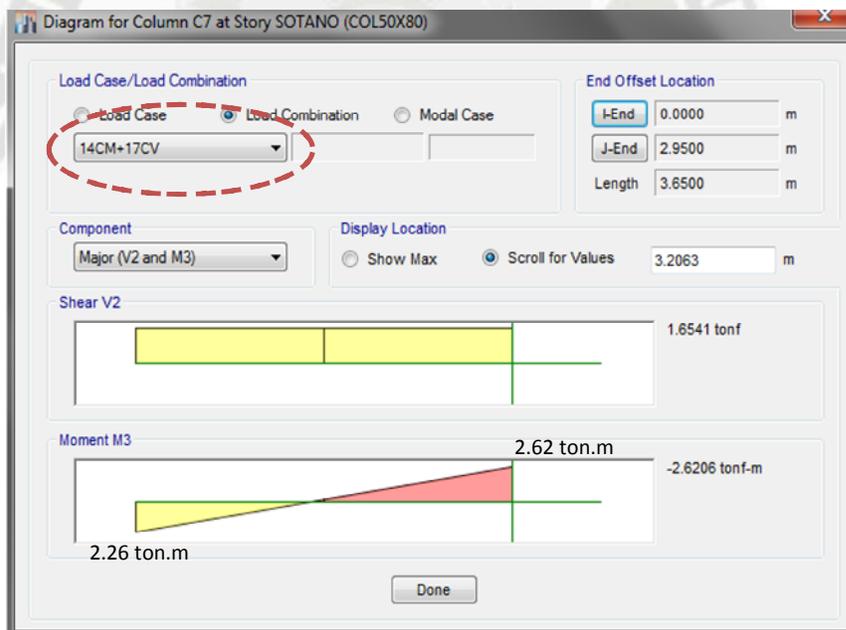


FIGURA N°76 Columnas Presentan Curvaturas Dobles (-).



$$M_1 = 2.26 \text{ ton.m}$$

$$M_2 = -2.62 \text{ ton.m}$$

Remplazando en la fórmula tenemos que:

$$\left| 34 - 12 \left(-\frac{2.26}{2.62} \right) \right| \leq 40 \quad \text{-----} \quad 44.48 \quad 40$$

Como no puede ser mayor de 40 entonces:

$$\frac{(1.0)(2.10)}{0.24} \leq 34 - 12 \left(-\frac{2.26}{2.62} \right);$$
$$8.75 \leq 40$$

Se verifica que kl_u/r es menor que 40, por lo tanto no se tomarán en cuenta los efectos de la esbeltez para esta columna cuando no presenta desplazamiento lateral.

- Con desplazamiento lateral:

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Donde k deberá ser calculado considerando los desplazamiento laterales, y no debe ser menor que 1.0. Sabemos que:

$$r = 0.24m$$

$$l_u = 2.10 m$$

Para el valor de k en pórticos con desplazamiento lateral trabajaremos con los nomogramas de Jackson y Moreland. Sabiendo que:

- Para conexiones rígidas: $G_A = 1.0$
- Para hallar el valor de G_B :

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas}}$$

Para los momentos amplificados se permite alternativamente usar las siguientes propiedades para los elementos estructurales, según la Norma E.060 en su artículo 10.11.1.

Momentos de Inercia (I):

- Vigas ----- 0.35 (I)
- Columnas ----- 0.70 (I)

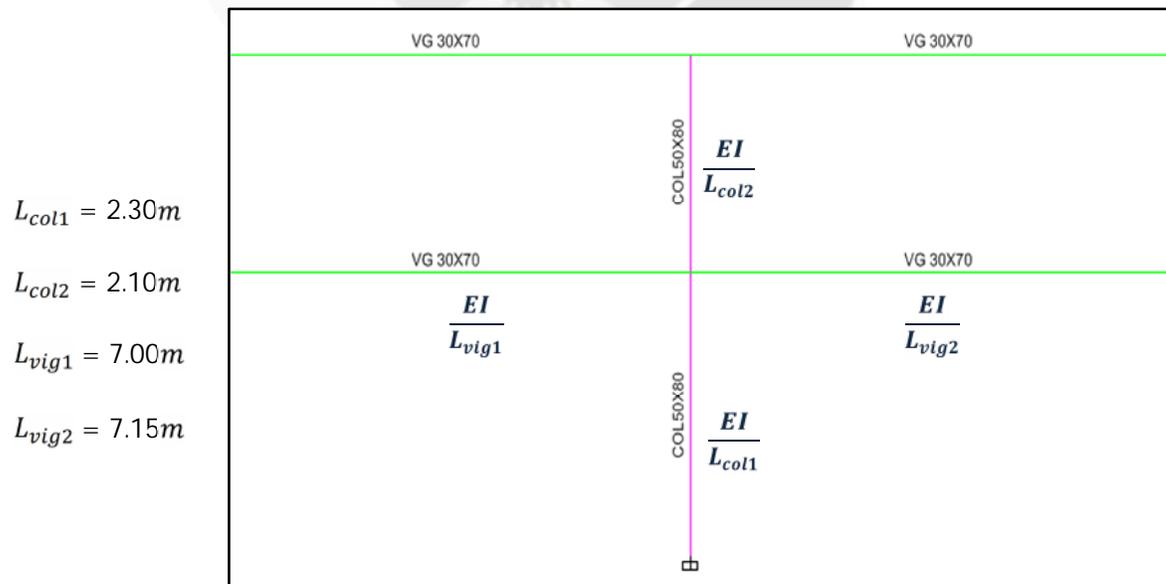
Tomamos a lo largo de la dirección x, porque tiene las longitudes más desfavorables, por lo que sabemos que:

$$I_{col} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.50)(0.80)^3}{12} = 0.0213 \times 0.70 \quad I_{col} = 0.015 \text{ kg.m}^2$$

$$I_{vig} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.30)(0.70)^3}{12} = 0.00858 \times 0.35 \quad I_{col} = 0.003 \text{ kg.m}^2$$

$$E_{col} = 15000 \sqrt{f'c} = 15000 \sqrt{280} \quad E_{col} = 250998.01 \text{ tn/m}^2$$

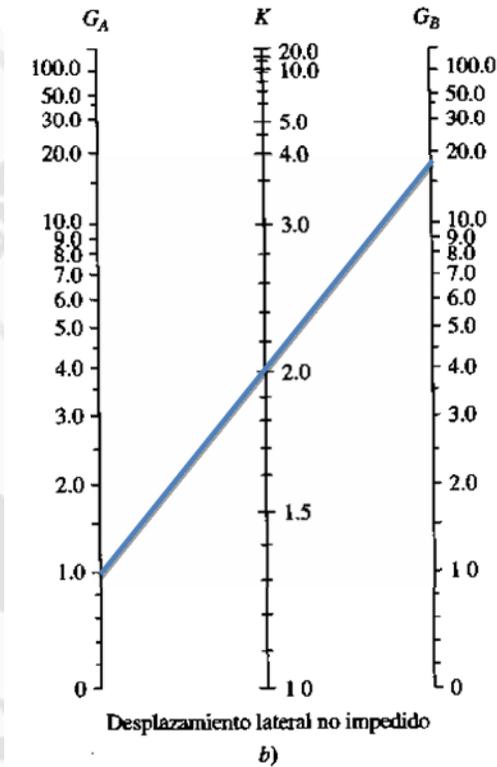
$$E_{vig} = 15000 \sqrt{f'c} = 15000 \sqrt{210} \quad E_{col} = 217370.65 \text{ tn/m}^2$$



Al remplazar en la fórmula tenemos que:

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{vigas}} \dots \dots \dots G_B = 18.60$$

En el monograma ubicamos los valores de G_A y G_B y trazamos una línea y ubicamos el valor de k .



$$\frac{k lu}{r} \quad 22 \quad \dots \dots \dots \quad \frac{(2.0)(2.10)}{0.24} \quad 22 \quad \dots \dots \dots \quad 17.5 \quad 22$$

Se verifica que klu/r es menor que 22, por lo tanto no se tomarán en cuenta los efectos de la esbeltez para esta columna cuando presenta desplazamiento lateral.

Diseño por Corte: Como se señaló anteriormente en los demás diseños por corte, la Norma E.060 establece el diseño por corte, en el caso en que $V_u > \emptyset V_c$ se colocará estribos a un espaciamiento dado, en el caso que $V_u < \emptyset V_c$, también se colocará

estribos, debido al corte mínimo, pero estos serán menores, respetando los límites presentados por la norma. Los cortantes V_u son:

$$V_{22} = 6.11 \text{ ton}$$

$$V_{33} = 3.82 \text{ ton}$$

Tomamos el valor máximo entonces.

$$V_u = 6.11 \text{ ton}$$

El cortante es resistido por el concreto y por los estribos donde según la norma E-060 la fuerza cortante deberá basarse mediante la siguiente expresión

$$V_u \leq V_n + V_c$$

$$V_u \leq V_c + V_s$$

La Norma E.060 en su Artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} 50 80 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

$$V_c = 35.47 \text{ ton}$$

Reemplazando tenemos que:

$$V_u \leq V_c$$

$$V_u \leq 0.85(35.47)$$

$$6.11 \text{ ton} \leq 30.15 \text{ ton}$$

A pesar de que el valor de V_u es menor que el V_c del concreto igual lleva estribos según el Artículo 21.4.5.3 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:
 - $8db$ (longitudinal 1") = $8 \times 1" \times 2.54 \text{cm} = 20.32 \text{ cm}$.
 - La mitad de la menor dimensión: $50/2 = 25.00 \text{cm}$.
 - 10 cm.

$$S_o = 10 \text{cm}$$

- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:
 - $L_n/6 = 275/6 = 38.3 \text{cm}$.
 - La mayor dimensión: 70 cm.
 - 50 cm.

$$L_o = 70 \text{cm}$$

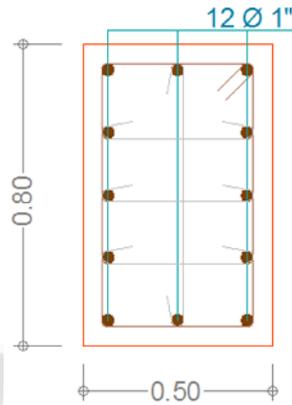
- Fuera de la longitud L_o , la separación no será mayor que el menor entre:
 - La requerida por fuerza cortante.
 - $d/2 = (70-9)/2 = 30.50 \text{cm}$.
 - $16db = 16 \times 2.54 = 40.64 \text{ cm}$.
 - $48db$ del estribo $3/8" = 48 \times 3/8 \times 0.953 = 45.74 \text{ cm}$.
 - La menor dimensión: 50 cm.
 - 30 cm.

$$s = 30 \text{cm}$$

- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:
 - $S_{\text{max}} = A_v F_y / 0.2 f'c b_w = 59.4 \text{ cm}$
 - $S_{\text{max}} = A_v F_y / 3.5 b_w = 56.8 \text{ cm}$
 - 15cm.

$$s' = 15 \text{cm}$$

El diseño final de la columna C-02 de sección 50x80 será:



CUADRO DE ESTRIBOS DE COLUMNAS

Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Resto @0.30 m C / extremo

FIGURA N°77 Diseño Final de la Columna Analizada.

6.5 DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE).

Las placas o también llamados muros de corte, son aquellos que además de las cargas verticales, también reciben cargas horizontales paralelas a su plano, principalmente provenientes de solicitaciones sísmicas. En nuestro medio son conocidos como “placas” y en edificios altos su uso es fundamental, ya que aportan rigidez lateral ayudando a controlar los desplazamientos durante un evento sísmico, pues absorben grandes fuerzas cortantes, que a su vez producen momentos importantes, los cuales son mayores en los pisos bajos de las edificaciones. Las placas son elementos sometidos a flexocompresión y fuerza cortante, similar al de las columnas, por lo tanto pueden ser diseñados con las hipótesis básicas de flexión.

El presente capítulo resume el procedimiento de diseño de las placas de la edificación de acuerdo a los criterios establecidos por la Norma E.060.

6.5.1 Refuerzo mínimo horizontal y vertical.

Dadas las importantes dimensiones que presentan los muros de corte, la Norma E.060 especifica cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración. En su artículo 11.10.7 señala:

$$h \quad 0.0020 \qquad v \quad 0.0015$$

Estos mínimos aplican siempre y cuando no se requiera cuantías mayores por corte. El espaciamiento no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro, ni 40 cm. Si el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas caras del muro. El refuerzo vertical no necesita estar confinado salvo que su cuantía exceda de 0.01.

6.5.2 Diseño por Flexocompresión.

Se tiene que tener en cuenta que como el diseño se ha realizado mediante el modelado de pórticos, se debe considerar el aporte de rigidez de las placas transversales. Esto se realiza tomando en cuenta un ancho efectivo en los extremos del alma del muro.

Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado

La norma de concreto armado establece que en algunos casos es necesario confinar elementos de borde en los extremos de los muros.

Si el muro en cuestión es continuo desde la base de la estructura hasta la parte más alta de la misma, entonces se deberá confinar los bordes cuando se cumpla la siguiente condición:

$$C \geq \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\delta_u}{h_m} \right)}$$

Dónde:

- C: profundidad del eje neutro
- l_m : Longitud del muro en el plano horizontal
- h_m : Altura total del muro
- δ_u : Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro

$$\frac{\delta_u}{h_m} \leq 0.005$$

El valor de “C” debe ser calculado empleando la carga axial última de diseño y el correspondiente momento nominal para dicha carga, el cual deberá ser consistente con el desplazamiento de diseño δ_u . Además, se deberá considerar el aporte de las alas del muro para el cual se establecen las disposiciones mostradas párrafos arriba.

Por último, se evaluarán ambos sentidos de acción sísmica en el eje de la placa y se considerará el mayor valor de C obtenido. Donde se requieran elementos de borde confinados, el refuerzo debe extenderse verticalmente desde la sección más esforzada una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $(\mu / 4 V_u)$.

En el acápite 21.9.7.6 de la Norma E.060 se explican las condiciones que deben cumplir los elementos de borde en caso sean necesarios:

- La longitud del elemento de borde en la dirección de la placa en planta debe tener una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0.1 l_m)$ y $c/2$.
- Si la sección diseñada tiene alas en los extremos, entonces los bordes confinados deberán incluir el ancho efectivo del ala y además se deberán extender dentro del alma una distancia no menor a 30 cm.
- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor al menor de los siguientes valores:
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
 - La dimensión menor de la sección transversal del elemento de borde
 - 25 cm
- El refuerzo vertical deberá extenderse dentro del apoyo una longitud no menor a la longitud de desarrollo de la barra. En caso los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, la longitud mínima de penetración en ellas será 30 cm.
- El refuerzo horizontal debe estar anclado para garantizar un buen desempeño. Si el acero llega hasta núcleo confinado, entonces se deberá anclar con ganchos estándar.

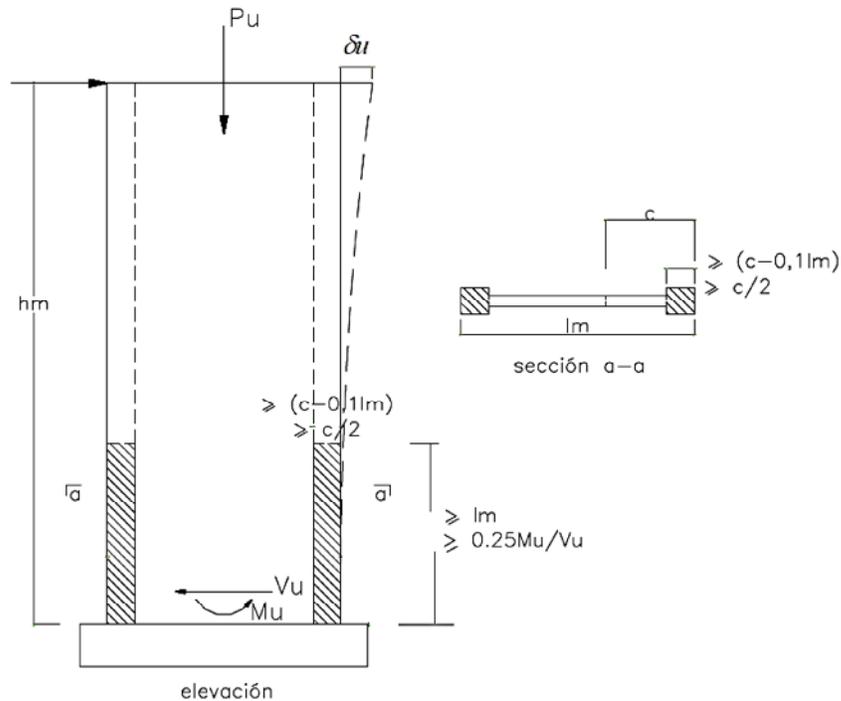


FIGURA N°78 Elementos Confinados de Borde en Muros.

Además para que las placas sean considerados como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexocompresión, la Norma E.060 establece que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1: ($H/L > 1$). El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiendo concentrarse mayor refuerzo en los núcleos.

Adicionalmente, deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud del muro, cumpliéndose con el acero mínimo de refuerzo vertical para muros indicado en la Norma E.060, sección 11.10.10.4.

El acero de refuerzo concentrado en los núcleos de los muros deberá confinarse con estribos como si se tratasen de columnas. Los empalmes en este refuerzo se diseñarán como empalmes en tracción.

El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0.01 o que sea necesario por compresión.

Para calcular el acero de refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión (Antonio Blanco, 1994).

$$M_u = \rho A_s f_y d$$

Donde la distancia “d” se toma como:

$$d = 0.8 l_m$$

Una vez definido el acero de refuerzo, se construye el diagrama de interacción para esta sección escogida. Se verifica que los puntos (Pu,Mu), correspondientes a las combinaciones de diseño se encuentran dentro de la curva de diseño del diagrama, que corresponde a la dirección principal de la sección. Por lo tanto, el diseño satisface los requisitos de flexocompresión.

6.5.3 Diseño por Corte.

La Norma E.060 en sus artículos 11.10.3 a 11.10.10, indica las consideraciones para el diseño del refuerzo por corte en placas.

El aporte del concreto se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando la magnitud de la carga axial.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} A_{cw}; \text{ si } \frac{Pu}{Ag} > 0.1f'_c \qquad V_c = 0; \text{ si } \frac{Pu}{Ag} < 0.1f'_c$$

Área de corte de la sección transversal: $A_{cw} = t \cdot d$

Donde “t” es el espesor del muro y “d” el peralte efectivo, el cual deberá ser calculado mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones, sin embargo la

Norma E.060 permite el uso de $d = 0.8l_m$.

Además la Norma E.060 señala algunos límites para las resistencias calculadas.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'c})$$

Donde el coeficiente α :

$$\alpha = 0.80; \text{ si } \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \quad \text{y} \quad \alpha = 0.53; \text{ si } \frac{hm}{lm} > 2.0$$

Donde el valor de α varía linealmente para valores intermedios de $\frac{hm}{lm}$. Además se especifica un límite para el valor de $V_n = V_c + V_s$, según la siguiente expresión.

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

- Si $V_u \leq 0.27 \sqrt{f'c} \cdot t \cdot d$, se requerirá el refuerzo mínimo especificado en la sección 10.1.
- Si $V_u > 0.27 \sqrt{f'c} \cdot t \cdot d$ ó $V_u > V_c$ se deberá calcular la cuantía del refuerzo horizontal según:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d}; \quad \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Además, la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculada según:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025); \quad \rho_{v \text{ min}} = 0.0025$$

Para los espaciamientos, tanto vertical como horizontal, se debe cumplir que:

$$s_{\text{máx}} = 3t \quad \text{y} \quad s_{\text{máx}} = 40 \text{ cm}$$

Siguiendo la filosofía de la Norma E.060 en su artículo 21.9.5.3, el diseño de muros de corte está orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esta razón que se amplifica la fuerza cortante del muro de manera que la falla sea por flexión y no por corte:

$$V_u \text{ diseño} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right); \quad \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

Dónde:

- V_u = cortante último del análisis
- M_u = momento último del análisis
- M_n = momento nominal de la sección, asociado a P_u y con refuerzo colocado

Y esta fuerza cortante deberá ser considerada para el diseño en una altura medida desde la base no menor de L y $M_u / (4V_u)$, previendo la formación de rótulas plásticas.

6.5.4 Empalmes por traslape del refuerzo.

Los núcleos confinados se pueden considerar individualmente como columnas, por consiguiente los empalmes se pueden especificar de acuerdo con lo dispuesto en la sección 6.4.4.

6.5.5 Ejemplo de Diseño PL-05.

Como ejemplo se presenta el diseño de la placa PL-05 de 30x220cm, ubicada en el eje A, esta placa nace desde el sótano a lo largo de los 9 pisos.

Para que la placa sea considerada como muro esbelto y por lo tanto se diseñe por flexocompresión, la norma dice que la relación entre la altura de la placa y su longitud deberán ser mayor a 1.

Tenemos para la placa $h_m = 28.20\text{m}$ y $l_m = 2.20\text{m}$ y $t = 30\text{cm}$ entonces:

$$(h_m/l_m > 1)$$

$$\frac{28.20}{2.20} > 1 \quad 12.82 > 1; \text{ --- OK}$$

Por consiguiente se considera muro esbelto y se diseñara por flexocompresión.

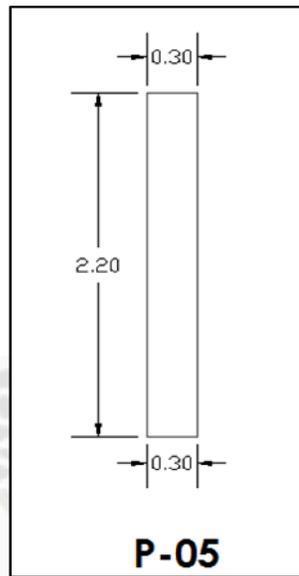


FIGURA N°79 Placa a Diseñar PL-05.

Diseño por Flexocompresión: La placa en cuestión es continuo desde la base de la estructura hasta la parte más alta de la misma, entonces se deberá confinar los bordes cuando se cumpla la siguiente condición:

$$C > \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\delta_u}{h_m} \right)}$$

Dónde:

- C: profundidad del eje neutro
- $l_m = 2.20m$: Longitud de la placa en el plano horizontal
- $h_m = 28.20 m$: Altura total de la placa
- δ_u : Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro: ETABS

$$\frac{\delta_u}{h_m} < 0.005$$

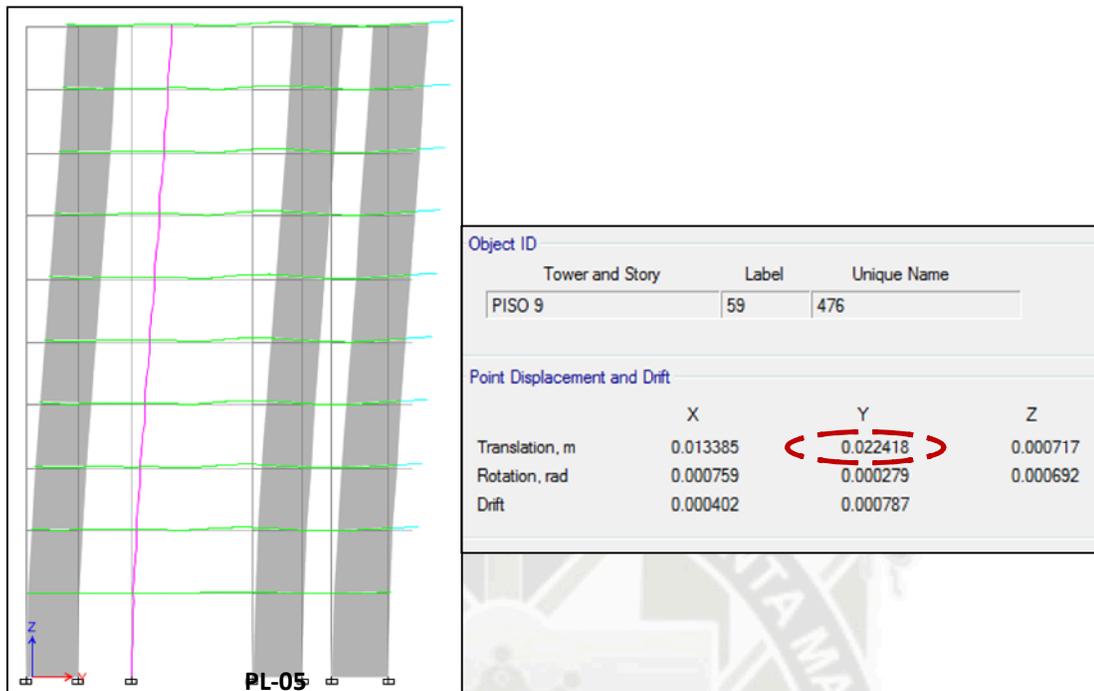


FIGURA N°80 Desplazamiento de la Placa PL-05.

$$\delta_u = 0.022 \times \times R$$

$$\delta_u = 0.022 \times 0.75 \times 7; \text{ entonces } \delta_u = 0.12$$

En la fórmula:

$$\frac{\delta_u}{h_m} \leq 0.005$$

$$\frac{0.12}{28.20} \leq 0.005; 0.004 \leq 0.005; \text{ entonces: } \frac{\delta_u}{h_m} \leq 0.005$$

El valor de "C" debe ser calculado empleando la carga axial última de diseño y el correspondiente momento nominal para dicha carga, el cual deberá ser consistente con el desplazamiento de diseño δ_u , entonces el valor de C es:

$$C = \frac{2.20}{600 \times (0.005)}$$

$$C = 0.73$$

Las condiciones que deben cumplir los elementos de borde en caso sean necesarias, es que la longitud del elemento de borde en la dirección de la placa en planta debe tener una distancia no menor que el mayor valor entre $(C - 0.1 \text{ m})$ y $c/2$.

Sabiendo esto tenemos:

$$\frac{C}{2} = \frac{0.73}{2} = 0.37$$

$$C - 0.1m = 0.73 - 0.1(2.20) = \mathbf{0.51 \quad 0.60m.}$$

Por lo tanto, se confinarán los núcleos a una distancia de 60 cm.

Con esta información se calcula un estimado del acero en los núcleos para que la placa resista el momento flector último. Para esto se asume que la placa se comporta solamente a flexión usando el mayor momento:

		Axial	M33	M22	Shear 22	Shear 33
COMBOS	PLACAS	Pu (ton)	Mux (ton.m)	Muy (ton.m)	Vux(ton)	Vuy (ton)
ENVOLVENTE	P-01	667.54	452.30	182.74	84.00	57.76
ENVOLVENTE	P-02	719.23	187.78	27.80	70.28	11.23
ENVOLVENTE	P-03	953.94	582.04	100.46	81.96	38.99
ENVOLVENTE	P-04	691.47	419.61	85.76	89.57	32.53
ENVOLVENTE	P-05	645.76	226.24	10.27	68.33	5.27
ENVOLVENTE	P-06	572.77	314.46	5.69	77.33	2.56
ENVOLVENTE	P-07	668.12	380.29	155.21	78.46	37.90
ENVOLVENTE	P-08	278.78	95.93	2.65	35.00	1.01
ENVOLVENTE	P-09	952.47	1523.56	137.50	148.41	29.33
ENVOLVENTE	P-10	396.48	280.96	4.33	71.65	1.35
ENVOLVENTE	P-11	590.78	329.54	67.39	61.11	20.95

TABLA N°39 Cargas Obtenidas del Análisis Estructural para Todas las Placas.

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot d_i \quad A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot d}$$

Se puede asumir que “d” es aproximadamente el 80% del largo de la placa.

Entonces:

$$A_s = \frac{226.24 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 0.8 \times 220}$$

$$A_s = 34.01 \text{ cm}^2; \quad 12 \quad 3/4"$$

En el armado preliminar se consideran núcleos confinados de 30x60cm en los extremos, y en cada núcleo 12 barras de 3/4".

En el alma de la placa se proveerá de acero mínimo, el cual se calcula con la siguiente relación., sabiendo que $b \times t$ es el área bruta del alma de la placa descontando los núcleos.

$$\rho_{v \min} = 0.0025$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot t; \quad \rho_{\min} = \frac{A_s}{b \cdot t}$$

Tanteamos una cantidad de acero para una longitud de $t=100\text{cm}$, tenemos acero de 1/2" @ 0.25cm. ya que el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas caras del muro, por lo tanto serían 8 1/2", en la formula tenemos:

$$\rho_{\min} = \frac{8 \times 1.27}{30 \times 100}$$

$$\rho_{\min} = 0.0034; \quad 0.0034 > 0.0025; \quad \text{--- Cumple.}$$

Además, se calculará la separación mínima estipulada en la norma, la cual no deberá ser mayor al menor de los siguientes valores:

- 10 x db mayor = 10 x 2.85 = 28.5 cm
- La dimensión menor de la sección transversal del elemento de borde = 30 cm
- 25 cm

Por lo tanto en el resto de la sección se considerara 4 barras de 1/2" en cada cara separadas cada 25 cm. El armado descrito se muestra en la siguiente figura, realizada en el programa CSICOL 9:

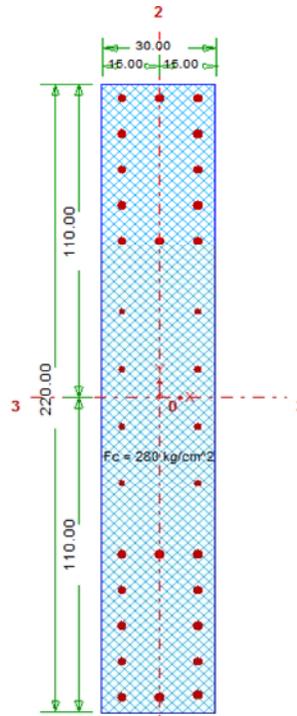


FIGURA N°81 Armado Preliminar por Flexión para la Placa en Estudio PL-05.

Se procede a asignar las cargas en el programa CSICOL 9.

		AXIAL	MOMENTOS	
			0°	90°
		Axial	M33	M22
COMBOS	PLACAS	Pu (ton)	Mux (ton.m)	Muy (ton.m)
ENVOLVENTE	P-05	645.76	226.24	10.27

TABLA N°40 Cargas obtenidas del análisis estructural para la PL-05.

Obtenemos las combinaciones de carga Pu y Mu según lo especificado por la Norma E.060

			0°	90°			
		Axial	M33	M22	PLACAS	As NUCLEO	As central
COMBO		Pu (ton)	Mux (ton.m)	Muy (ton.m)			
COMBO 01	1.4CM+1.7CV	372.09	14.95	10.27			
COMBO 02	1.25(CM+CV)+-CSx	645.76	226.25	10.02			
COMBO 03	1.25(CM+CV)+-CSy	572.56	176.78	9.41	PL-05	12 Ø3/4"	8 Ø1/2"
COMBO 04	0.9CM+-CSx	529.21	222.93	7.27			
COMBO 05	0.9CM+-CSy	456.00	173.46	5.68			

TABLA N°41 Combinaciones de carga Pu y Mu para la placa PL-05.

Elaborando los diagramas de interacción para cada dirección y ubicando los puntos (Mu, Pu), tenemos:

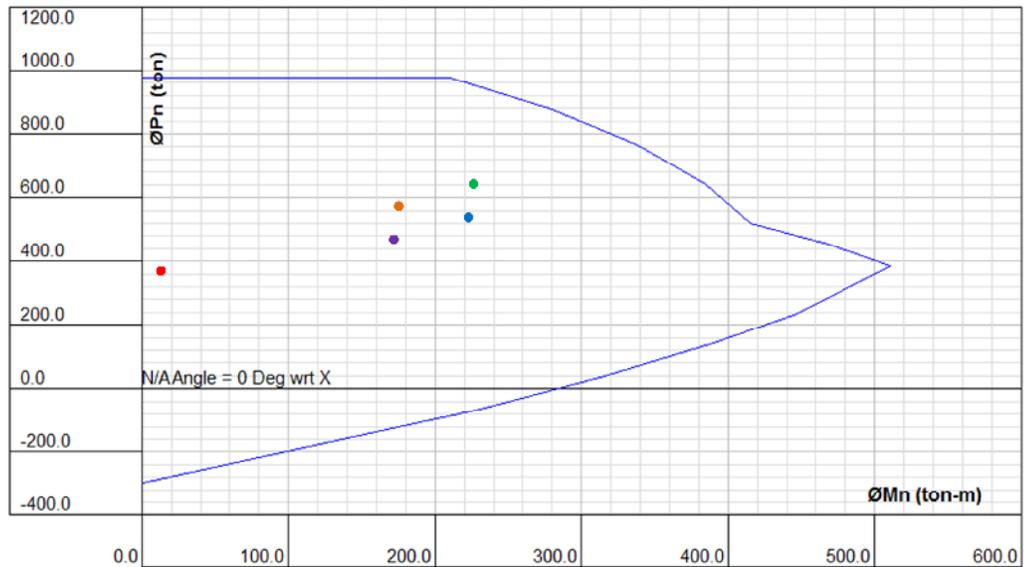


FIGURA N°82 Diagrama de Interacción en la Dirección x-x.

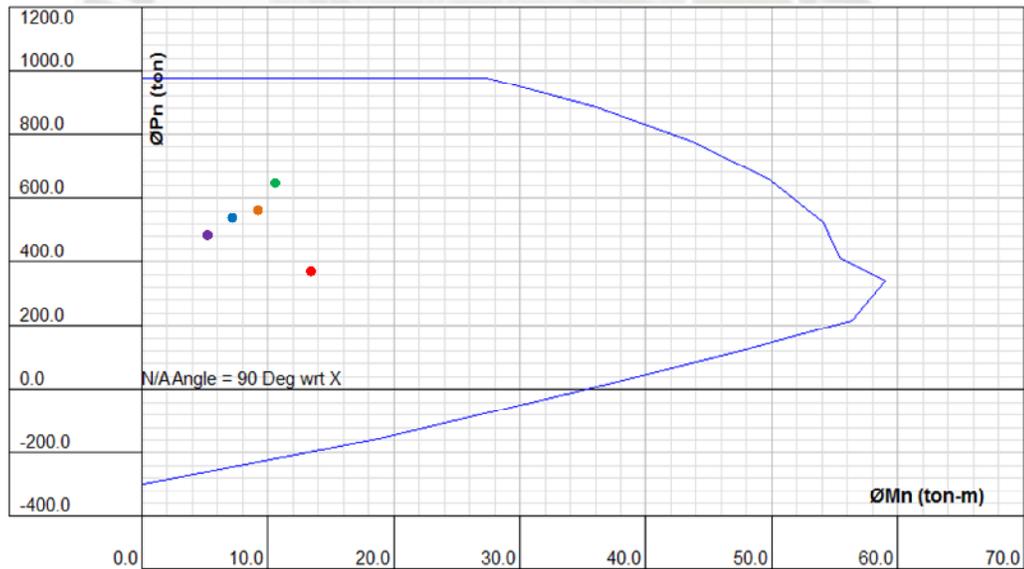


FIGURA N°83 Diagrama de Interacción en la Dirección y-y

Notamos que el refuerzo asumido cumple con los requerimientos para ambas direcciones con un margen aceptable.

Diseño por corte: Como se mencionó en la explicación de diseño por cortante, se debe amplificar la fuerza cortante última obtenida en el análisis por el factor Mn/Mu.

$$V_u \text{ diseño} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right); \quad \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

Para el diseño por corte debemos trabajar con el diagrama de diseño y con el diagrama nominal para obtener el valor de Mn. Para nuestro ejemplo tomaremos la gráfica de Pu M33(x), por tener los valores más altos.

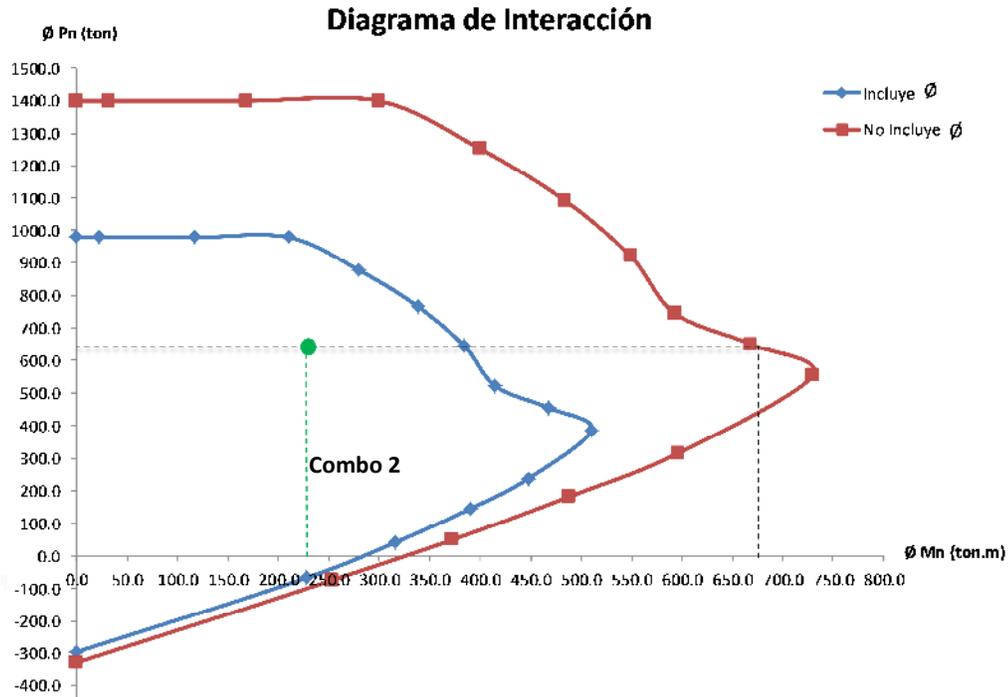


FIGURA N°84 Diagrama de Interacción Ubicando el Punto Mn (Dirección X).

Sabiendo que: V_u = cortante último del análisis (ETABS), M_u = momento último del análisis (ETABS) y M_n = momento nominal de la sección, asociado a Pu (CSICOL 9), reemplazando en la fórmula:

$$\left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R; \text{ entonces } \frac{675.00}{226.25} \leq 7; \quad 2.98 \leq 7 \text{ --- OK}$$

$$V_u \text{ diseño} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right);$$

$$V_u \text{ diseño} = 68.33 \times 2.98$$

$$V_u \text{ diseño} = \mathbf{203.62 \text{ ton}}$$

A continuación se procede a realizar el cálculo del aporte del concreto V_c , en donde como se mencionó “d” se puede considerar 0.8 de la longitud de la placa:

$$V_c = A_{CW}(\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Donde el coeficiente α :

$$\alpha \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \leq 2.0; \quad \frac{28.20}{2.20} \leq 2.0; \quad 12.82 \leq 2.2; \text{ entonces}$$

$$\alpha = 0.53$$

Área de corte de la sección transversal: $A_{CW} = t \cdot d$; $A_{CW} = 30 \times 0.8 \times 220$;

$$A_{CW} = 5280 \text{ cm}^2$$

Entonces reemplazando en la fórmula tenemos que:

$$V_c = 5280 \times 0.53 \times \sqrt{280}$$

$$V_c = 46.83 \text{ ton}$$

Si sabemos que: $V_u > V_c$

$$V_u = 0.85 \times 46.83$$

$$203.62 \text{ ton} > 39.81 \text{ ton}$$

Como $V_u > V_c$ se deberá calcular la cuantía del refuerzo horizontal según:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c; \quad V_s = \frac{203.62}{0.85} - 46.83$$

$$V_s = 192.73 \text{ ton}$$

Verificamos el límite dispuesto para V_n :

$$V_{n \max} = 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot A_{CW} = 2.6 \times \sqrt{280} \times 5280$$

$$V_{n \max} = 229.71 \text{ ton}$$

Calculamos la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d} = \frac{192730.00}{4200 \times 30 \times 0.8 \times 220}$$

$$\rho_h = 0.0087; \quad \rho_{h \min} = 0.0025 \quad \text{cumple}$$

Obtenemos $\rho_h = 0.0087$, calculando el área de acero para un metro de altura:

$$A_s = \rho_h \cdot b \cdot h = 0.0087 \times 30 \times 100$$

$$A_s = 26.10 \text{ cm}^2$$

Dado el ancho de la placa, se distribuirá el refuerzo en ambas caras, en cada cara se tendrá $A_s/2 = 13.05 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para barras de $1/2''$ calculamos la separación necesaria:

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

Dónde:

A_v = área de refuerzo por cortante

$$S = \frac{(2 \times 1.27)(4200)(0.8 \times 220)}{192730.00}$$

$$S = 9.74 \quad 10 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 3t = 90 \text{ cm} \quad \text{y} \quad s_{\max} = 40 \text{ cm}$$

El espaciamiento calculado cumple con los máximos establecidos, entonces el refuerzo horizontal será 2 barras de $1/2''$ separadas cada 10 cm.

Calculando la cuantía del refuerzo vertical, tenemos:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) = 0.0025 + 0.5(2.5 - 12.82)(0.87\% - 0.0025) = 0$$

$$\rho_{v \min} = 0.0025$$

Correspondería una separación de 40 cm para barras de 1/2", pero los requisitos por flexocompresión gobiernan la cuantía del refuerzo vertical. Con el armado por flexocompresión la cuantía vertical es del orden de 0.34%, superior al mínimo de 0.25%. El diseño final de la placa será:

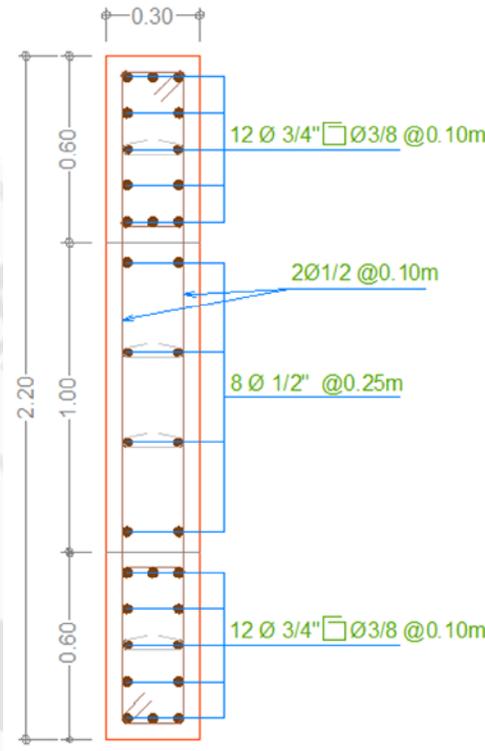


FIGURA N°85 Diseño Final de la Placa Analizada PL-05.

6.5.6 Ejemplo de Diseño PL-12 Ascensor.

Como ejemplo especial se presenta el diseño de la placa PL-12 que presenta una sección compuestas por diferentes áreas geométricas, esta placa nace desde el sótano a lo largo de los 9 pisos.

Antes de poder iniciar el diseño de la placa PL-12 debemos de definir el centroide, el centroide de un área se refiere al punto que define el centro geométrico del área, ya que nuestra placa en estudio está compuesta por varias áreas geométricas, puesto que este concepto básico no necesita gran atención por su simplicidad, se empieza a resolver el ejemplo de sección compuesta PL-12.

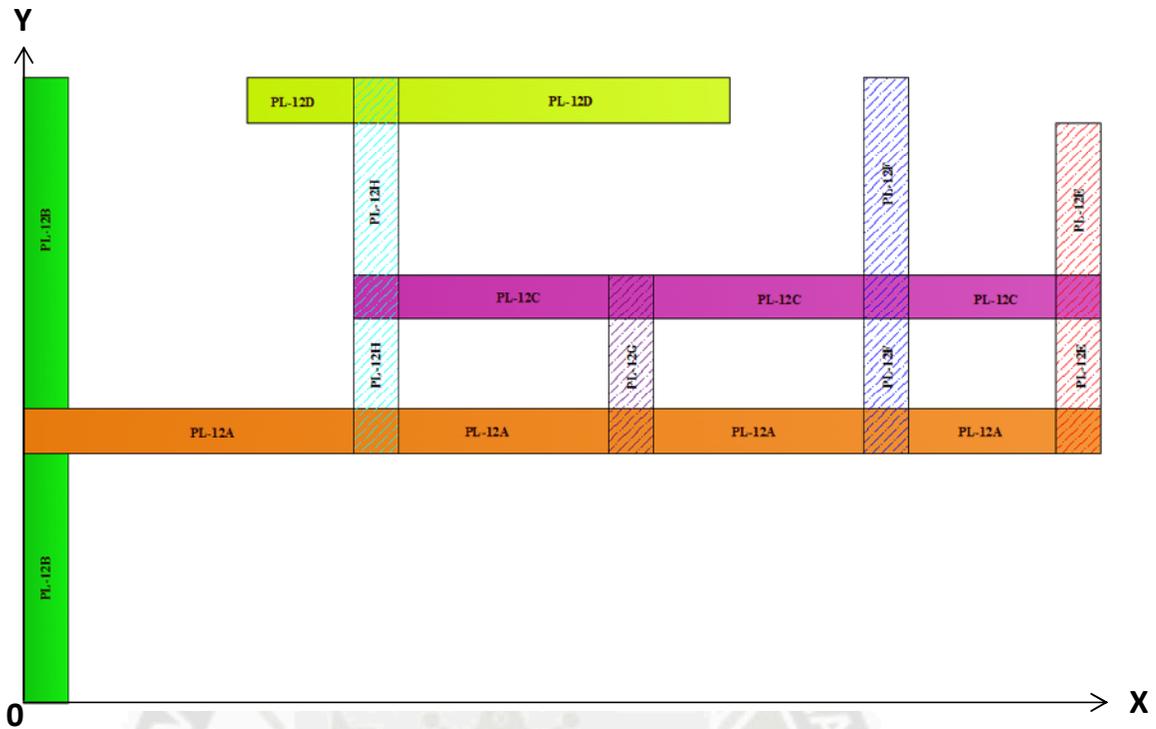


FIGURA N°86 Composición Geométrica de la Placa PL-12 del Ascensor.

Lo dividimos en áreas sencillas, manejando diferentes colores para distinguirlas fácilmente, colocamos el eje de referencia necesaria y hallamos las distancias de los centroides de cada área individualmente, seguido de esto se visualiza la expresión necesaria para obtener el centroide necesario.

PLACA	COMBO	P ton	AXIAL				CORTANTE		MOMENTOS 90° 0°	
			X m	Y m	Px ton.m	Py ton.m	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m
P-12A	ENVOLVENTE	612.407	3.010	1.525	1843.344	933.920	199.892	0.855	3.609	1053.260
P-12B	ENVOLVENTE	555.561	0.125	1.750	69.445	972.232	42.735	1.542	3.453	297.261
P-12C	ENVOLVENTE	387.898	3.935	2.275	1526.377	882.467	142.224	0.574	2.456	480.251
P-12D	ENVOLVENTE	407.974	2.600	3.375	1060.733	1376.913	56.995	0.319	1.584	250.961
P-12E	ENVOLVENTE	415.760	5.895	2.325	2450.907	966.643	49.443	0.518	1.660	137.540
P-12F	ENVOLVENTE	257.556	4.825	2.450	1242.706	631.011	23.811	0.944	2.044	81.307
P-12G	ENVOLVENTE	62.763	3.400	1.900	213.396	119.250	8.982	0.251	0.659	18.842
P-12H	ENVOLVENTE	231.326	1.975	2.450	456.869	566.748	35.894	0.562	1.588	97.469
Σ =		2931.245			8863.776	6449.185	559.974	5.565	17.052	2416.891

TABLA N°42 Cargas Obtenidas del Análisis estructural para la placa PL-12.

	P-12C	ENVOLVENTE	387.898	3.935	2.275	1526.377	882.467	142.2
	P-12D	ENVOLVENTE	407.974	2.600	3.375	1060.733	1376.913	56.99
TESIS UCSM	P-12E	ENVOLVENTE	415.760	5.895	2.325	2450.907	966.643	49.4
Para cada Pu se halló sus centroide y así se halló las coordenadas del centroide de	P-12F	ENVOLVENTE	257.556	4.825	2.450	1242.706	631.011	23.8
	P-12G	ENVOLVENTE	62.763	3.400	1.900	213.396	119.250	8.98
toda la estructura. Con las fórmulas	P-12H	ENVOLVENTE	231.326	1.975	2.450	456.869	566.748	35.8

Xc m	Yc m
$\Sigma Px/\Sigma P$	$\Sigma Py/\Sigma P$
3.024	2.200

Para que la placa sea considerada como muro esbelto y por lo tanto se diseñe por flexocompresión, la norma dice que la relación entre la altura de la placa y su longitud deberán ser mayor a 1. Tenemos para la placa $h_m = 28.20m$ y $l_m = 3.50m$ y $t = 25cm$ entonces:

$$\left(\frac{h_m}{l_m} > 1\right)$$

$$\frac{28.20}{3.50} > 1 \quad 8.06 > 1; \text{ --- OK}$$

Por consiguiente se considera muro esbelto y se diseñará por flexocompresión.

Diseño por Flexocompresión: El muro en cuestión es continuo desde la base de la estructura hasta la parte más alta de la misma, entonces se deberá confinar los bordes cuando se cumpla la siguiente condición:

$$C < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right)} < 0.005$$

Dónde:

$$\delta_u = 0.020 \times R$$

$$\delta_u = 0.020 \times 0.75 \times 7; \text{ entonces } \delta_u = 0.11$$

En la fórmula:

$$\frac{\delta_u}{h_m} < 0.005 \text{ --- } \frac{0.11}{28.20} < 0.005 \text{ --- } 0.004 < 0.005; \text{ entonces: } \frac{\delta_u}{h_m} < \mathbf{0.005}$$

El valor de "C" debe ser calculado empleando la carga axial última de diseño y el correspondiente momento nominal para dicha carga, el cual deberá ser consistente con el desplazamiento de diseño u , entonces el valor de C es:

$$C = \frac{3.50}{600 \times (0.005)}$$
$$C = 1.17$$

Las condiciones que deben cumplir los elementos de borde en caso sean necesarias es que la longitud del elemento de borde en la dirección de la placa en planta debe tener una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0.1 \text{ lm})$ y $c/2$.

Sabiendo esto tenemos:

$$\frac{C}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.58$$

$$C - 0.1 \text{ lm} = 1.17 - 0.1(2.20) = 0.82 \text{ m.}$$

Por ser una sección especial, se confinarán los núcleos a una distancia de 60 cm.

Con esta información se calcula un estimado del acero en los núcleos para que la placa resista el momento flector último.

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot d; \quad A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot d}$$

Entonces:

$$A_s = \frac{2416.89 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 0.8 \times 350}$$

$$A_s = 228.35 \text{ cm}^2; \quad 114 \quad 3/4"$$

En el armado preliminar se consideran núcleos confinados de 25x60cm en los extremos, y en cada núcleo 08 barras de $3/4"$.

En el alma de la placa se proveerá de acero mínimo, el cual se calcula con la siguiente relación, sabiendo que $b \times t$ es el área bruta del alma de la placa descontando los núcleos.

Tanteamos una cantidad de acero, tenemos acero de $1/2" @ 0.25cm$. ya que el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas caras del muro

Además, se calculará la separación mínima estipulada en la norma, la cual no deberá ser mayor al menor de los siguientes valores:

- $10 \times db$ mayor = $10 \times 2.85 = 28.5$ cm
- La dimensión menor de la sección transversal del elemento de borde = 30 cm
- 25 cm

Por lo tanto en el resto de la sección se considerará barras de $1/2"$ en cada cara separadas cada 25 cm. El armado descrito se muestra en la siguiente figura, realizada en el programa CSICOL 9:

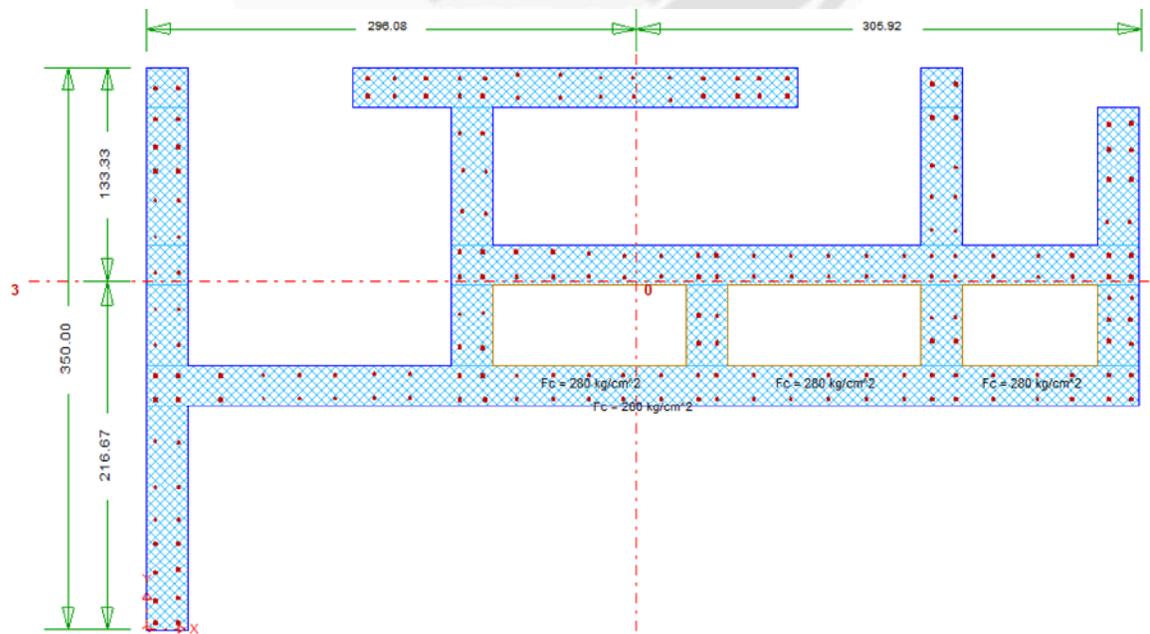


FIGURA N°87 Armado Preliminar por Flexión para la Placa en Estudio PL-12.

Se procede a asignar las cargas en el programa CSICOL 9, elaborando los diagramas de interacción para cada dirección y ubicando los puntos (Mu, Pu), tenemos:

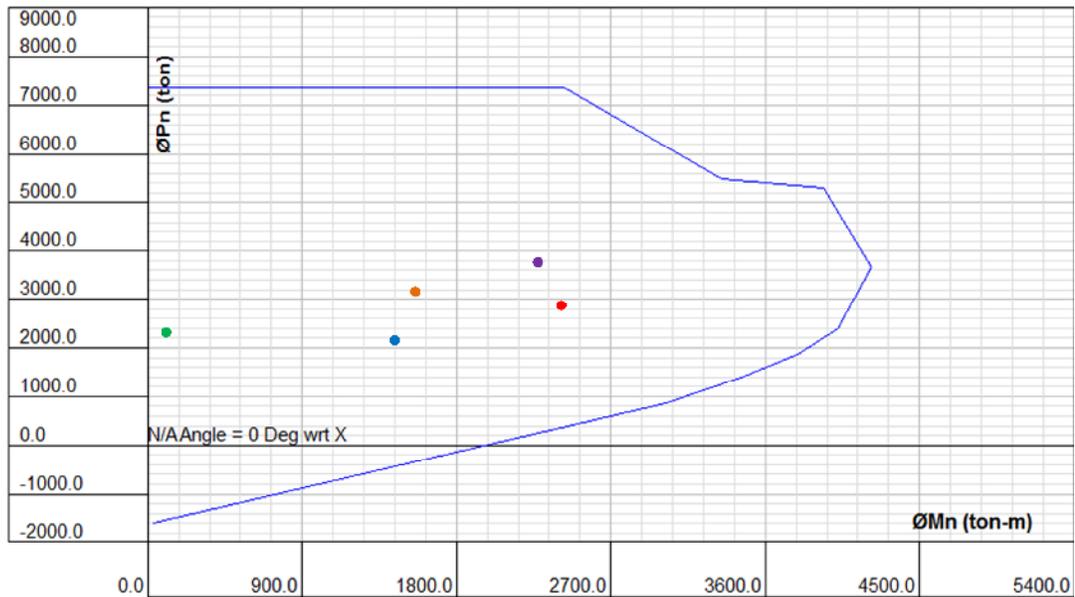


FIGURA N°88 Diagrama de Interacción en la Dirección x-x.

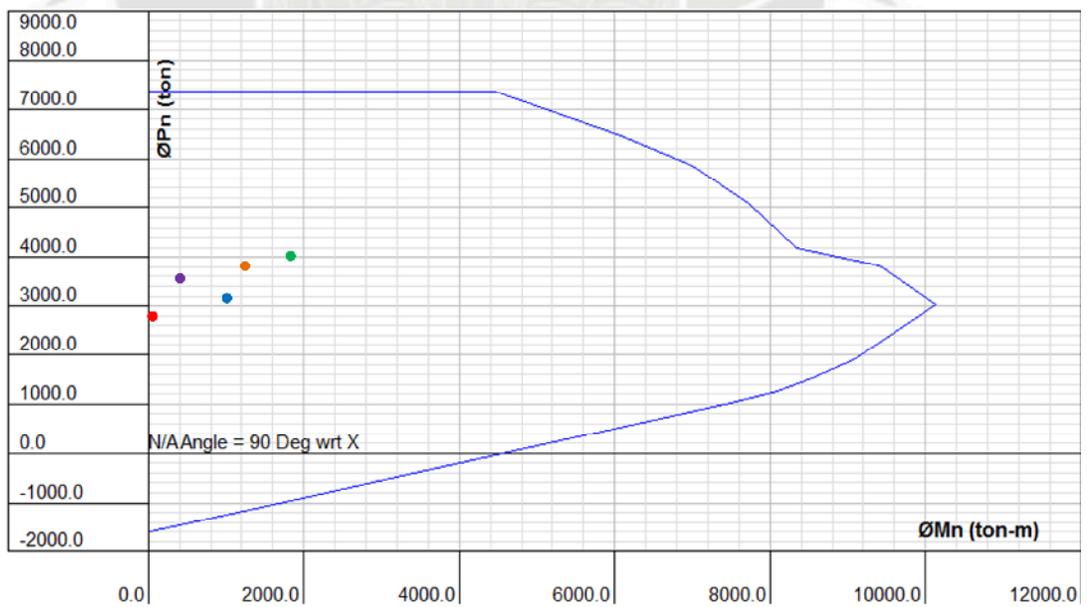


FIGURA N°89 Diagrama de Interacción en la Dirección y-y

Notamos que el refuerzo asumido cumple con los requerimientos para ambas direcciones con un margen aceptable.

Diseño por corte: Como se mencionó en la explicación de diseño por cortante, se debe amplificar la fuerza cortante última obtenida en el análisis por el factor M_n/M_u .

$$V_u \text{ diseño} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right); \quad \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

Para el diseño por corte debemos trabajar con el diagrama de diseño y con el diagrama nominal para obtener el valor de M_n .

Sabiendo que:

- V_u = cortante último del análisis (ETABS),
- M_u = momento último del análisis (ETABS) y
- M_n = momento nominal de la sección, asociado a P_u (CSICOL 9), reemplazando en la fórmula:

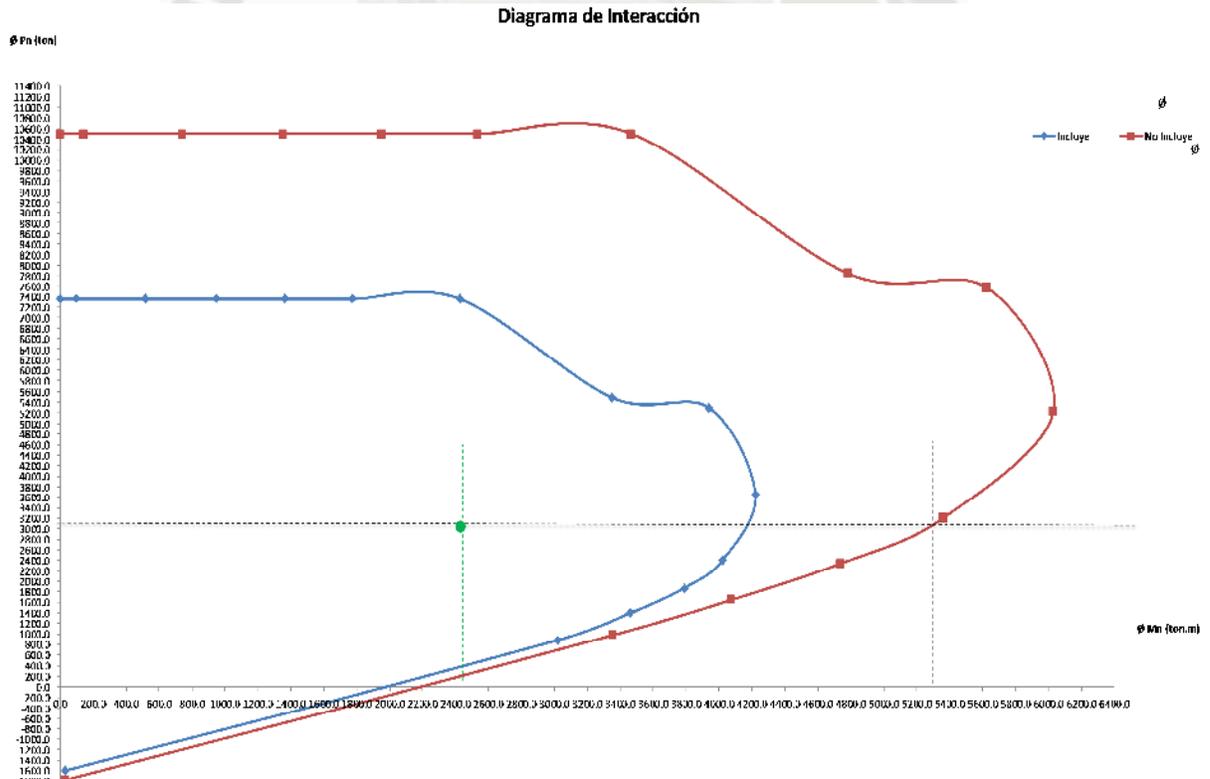


FIGURA N°90 Diagrama de Interacción Ubicando el Punto M_n .

$$\left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R; \text{ entonces } \frac{5300.00}{2416.89} \leq 7; \quad 2.19 \leq 7 \text{ --- OK}$$

$$V_u \text{ diseño} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right); \quad V_u \text{ diseño} = 559.97 \times 2.19$$

$$V_u \text{ diseño} = \mathbf{1227.97 \text{ ton}}$$

A continuación se procede a realizar el cálculo del aporte del concreto V_c :

$$V_c = A_{cW}(\alpha_c \sqrt{f'c})$$

Donde el coeficiente α :

$$\alpha \text{ si } \frac{hm}{lm} < 2.0; \quad \frac{28.20}{3.50} < 2.0; \quad 8.06 < 2.0; \quad \text{entonces}$$

$$\alpha = 0.53$$

Entonces reemplazando en la fórmula tenemos que:

$$V_c = 7000 \times 0.53 \times \sqrt{280}$$

$$V_c = \mathbf{62.08 \text{ ton}}$$

Como $V_u > V_c$ se deberá calcular la cuantía del refuerzo horizontal según:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c; \quad V_s = \frac{1227.977}{0.85} - 62.08$$

$$V_s = \mathbf{1382.59 \text{ ton}}$$

Verificamos el límite dispuesto para V_n :

$$V_{n \text{ max}} = 2.6 \sqrt{f'c} \cdot A_{cW} = 2.6 \times \sqrt{280} \times 7000$$

$$V_{n \text{ max}} = \mathbf{304.54 \text{ ton}}$$

Calculamos la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d}$$

$$\rho_h = \mathbf{0.0470}; \quad \rho_{h \text{ min}} = 0.0025 \quad \text{cumple}$$

Obtenemos $\rho_h = 0.0470$. calculando el área de acero para un metro de altura:

$$A_s = \rho_h \cdot b \cdot h = 0.0470 \times 25 \times 100 \text{ --- --- } A_s = \mathbf{117.57 \text{ cm}^2}$$

6.6 DISEÑO DE CIMENTACIONES.

El diseño de la cimentación de un edificio se realiza con el objetivo de que el suelo no sufra esfuerzos mayores a los admisibles y que no se generen asentamientos que puedan dañar a la estructura. Por eso es importante realizar un estudio de suelos, que siga los lineamientos descritos en la Norma E.050 de Cimentaciones, de los estudios de suelo se determina la capacidad portante del terreno (σt), el nivel mínimo de cimentación (D_f), el asentamiento diferencial máximo, la agresividad del terreno, la presencia de napa freática y algunas recomendaciones para la cimentación.

Los cimientos juegan un papel muy importante dentro de la cimentación ya que estos distribuyen las cargas de la estructura hacia el suelo, de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una capacidad suficiente de soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

6.6.1 Clasificación de las Cimentaciones.

Se dividen en dos grandes grupos que son las cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas, las cuales presentan importantes diferencias en cuanto a su geometría, comportamiento de suelo, a su funcionalidad estructural y a sus sistemas constructivos; presentaremos más importancia a las cimentaciones superficiales por ser de nuestro interés.

- Cimentaciones Superficiales.

Una cimentación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas.

Se consideran cimentaciones superficiales cuando tienen entre 0.50m y 4.00m de profundidad y cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar el edificio en forma directa sin provocar asentamientos excesivos de la estructura que puedan afectar la funcionalidad de la estructura, de no ser así se harán cimentaciones profundas.

Las cimentaciones superficiales, cuyos sistemas constructivos generalmente no presentan mayores dificultades pueden ser de varios tipos, según su función: zapata aislada, zapata combinada, zapata corrida o losa de cimentación. En una estructura, una zapata aislada, que puede ser concéntrica, medianera o esquinera se caracteriza por soportar y trasladar al suelo la carga de un apoyo individual; una zapata combinada por soportar y trasladar al suelo la carga de varios apoyos y una losa de cimentación o platea, por transferir al suelo la carga de todos los apoyos.

Con esta solución se busca una reducción de esfuerzos, dándole cierta rigidez a la estructura, de modo que se restrinjan algunos movimientos relativos.

La losa de cimentación por lo general ocupa toda el área de la edificación. Mediante esta solución se disminuyen los esfuerzos en el suelo y se minimizan los asentamientos diferenciales. Para el caso particular de nuestro edificio en estudio utilizaremos la losa de cimentación o platea de cimentación.

6.6.2 Descripción de la Cimentación a Diseñar (Platea de Cimentación):

Para nuestro diseño utilizaremos una cimentación superficial que será la platea de cimentación, consiste en una losa de concreto armada en ambas direcciones y colocada en ambos lechos, superior e inferior. Mencionamos también que nuestra cimentación presentaría un caso mixto donde nuestra platea de cimentación se reforzara con vigas de cimentación.

Se usa este tipo de cimentación cuando el número de pisos, o el peso de la edificación, son altos, para la baja capacidad portante del suelo. También cuando el área de cimiento requerido es mayor o igual al 50 % del área del terreno de la edificación. (José. Calavera Ruiz - 4ta Edición - INTEMAC). También se le usa como solución a edificaciones con sótanos, en las que el nivel freático constituye un problema por la filtración de agua.

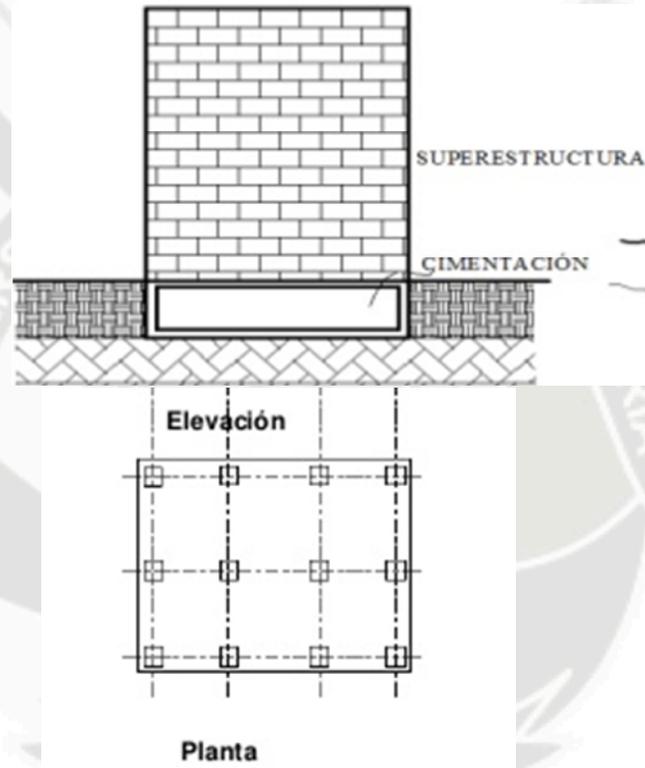


FIGURA N°92 Esquema de Platea de Cimentación.

En este caso las bases están tan cerca unas de otras que resulta conveniente unir las todas y general la platea de cimentación.

Se debe mencionar que incluso solo se trabajó con la carga axial P_u sin considerar los momentos M_u ya que al ser considerados el área de cada elemento se incrementaría.

		Axial		
COLUMNA	COMBO	Pu (ton)	σ t (ton/m)	Az (m2)
C-01	PARA PREDIMEN	281.64	22.3	12.63
C-01	PARA PREDIMEN	208.60	22.3	9.35
C-01	PARA PREDIMEN	313.48	22.3	14.06
C-02	PARA PREDIMEN	434.35	22.3	19.48
C-01	PARA PREDIMEN	363.20	22.3	16.29
C-01	PARA PREDIMEN	320.44	22.3	14.37
C-01	PARA PREDIMEN	251.73	22.3	11.29
C-01	PARA PREDIMEN	246.67	22.3	11.06
C-01	PARA PREDIMEN	184.89	22.3	8.29
C-01	PARA PREDIMEN	175.73	22.3	7.88

TABLA N°43 Cálculo de Áreas de Cimentación de las Columnas.

		Axial		
Placas	COMBO	Pu (ton)	σ t (ton/m)	Az (m2)
PL-01	PARA PREDIMEN	524.61	22.3	23.53
PL-02	PARA PREDIMEN	557.97	22.3	25.02
PL-03	PARA PREDIMEN	821.78	22.3	36.85
PL-04	PARA PREDIMEN	610.40	22.3	27.37
PL-05	PARA PREDIMEN	505.54	22.3	22.67
PL-06	PARA PREDIMEN	510.06	22.3	22.87
PL-07	PARA PREDIMEN	615.61	22.3	27.61
PL-08	PARA PREDIMEN	244.14	22.3	10.95
PL-09	PARA PREDIMEN	800.87	22.3	35.91
PL-10	PARA PREDIMEN	347.44	22.3	15.58
PL-11	PARA PREDIMEN	463.85	22.3	20.80
PL-12	PARA PREDIMEN	2395.43	22.3	107.42

TABLA N°44 Cálculo de Áreas de Cimentación de las Placas.

Con los cálculos de los elementos estructurales haremos una idealización de las cimentaciones y observaremos que la mayoría de las bases de cada elemento están tan cerca que resulta conveniente unirlos y así generar la platea de cimentación.

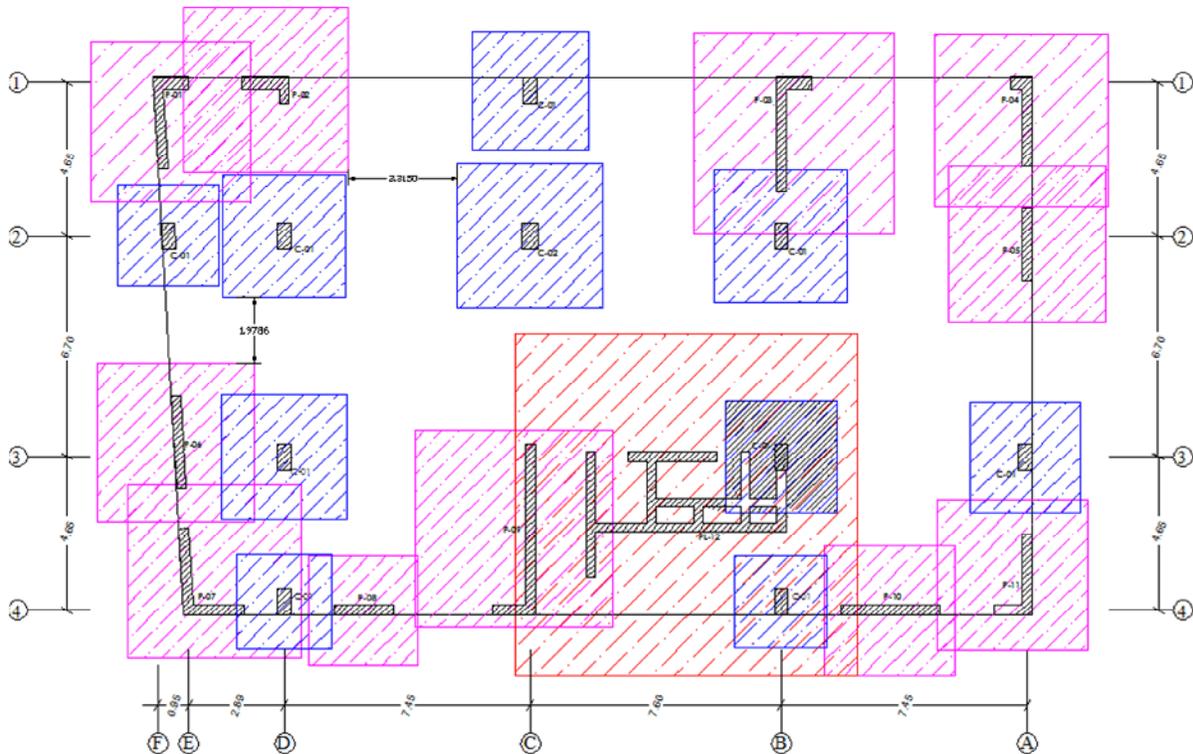


FIGURA N°93 Áreas de Influencia de Cada Elemento.

La fase de diseño de la cimentación consistió básicamente en dos etapas, que son, el diseño de las dimensiones en planta con tal de garantizar que no se produzcan esfuerzos en el suelo mayores a la capacidad portante y la segunda fase consistió en diseñar el peralte de la platea debido a requerimientos de punzonamiento y cortante así como calcular el acero necesario por flexión. En el siguiente acápite se describirá a detalle el proceso descrito.

6.6.3 Dimensionamiento de la Platea de Cimentación:

El primer paso es dimensionar la platea de cimentación de tal modo que las presiones obtenidas sean menores o iguales a la presión admisible. A continuación se muestran las características del suelo de nuestra edificación:

- Presión admisible del suelo (σ_{adm}) = 22.3 ton/m²

Se evaluará las presiones reales debido a las cargas y momentos actuantes con la siguiente expresión:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A}$$
$$\sigma_{max} = \frac{k \cdot \delta}{A} \sigma_{adm}$$

Dónde:

σ = Esfuerzo

k = Rigidez

δ = Deformación solo por compresión

A = Área tentativa de la zapata

De la fórmula de esfuerzo podemos despejar el área que es el primer paso para hallar las dimensiones de la platea:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} \quad \text{--- -->} \quad A = \frac{P}{\sigma_{max}}$$

De las tablas 43 y 44 podemos sacar las cargas axiales para predimensionamiento las cuales incluyen 5% más por que incluye el peso propio como indica la norma, entonces nuestro P_u sería:

$$P_u = 11,178.43 \text{ ton}$$

Nuestra Área mínima de cimentación será el área de sótano que es $A_{min} = 427.10$ m²

En la fórmula:

$$A = \frac{11,178.43}{22.3} = 501.27 \text{ m}^2$$

Al tomar el valor mayor nos damos cuenta que el área de sótano es insuficiente para nuestra cimentación, la cual según nuestra fórmula del esfuerzo nos indica que nuestra área de cimentación debe crecer a: $A_{cim} = 501.27 m^2$

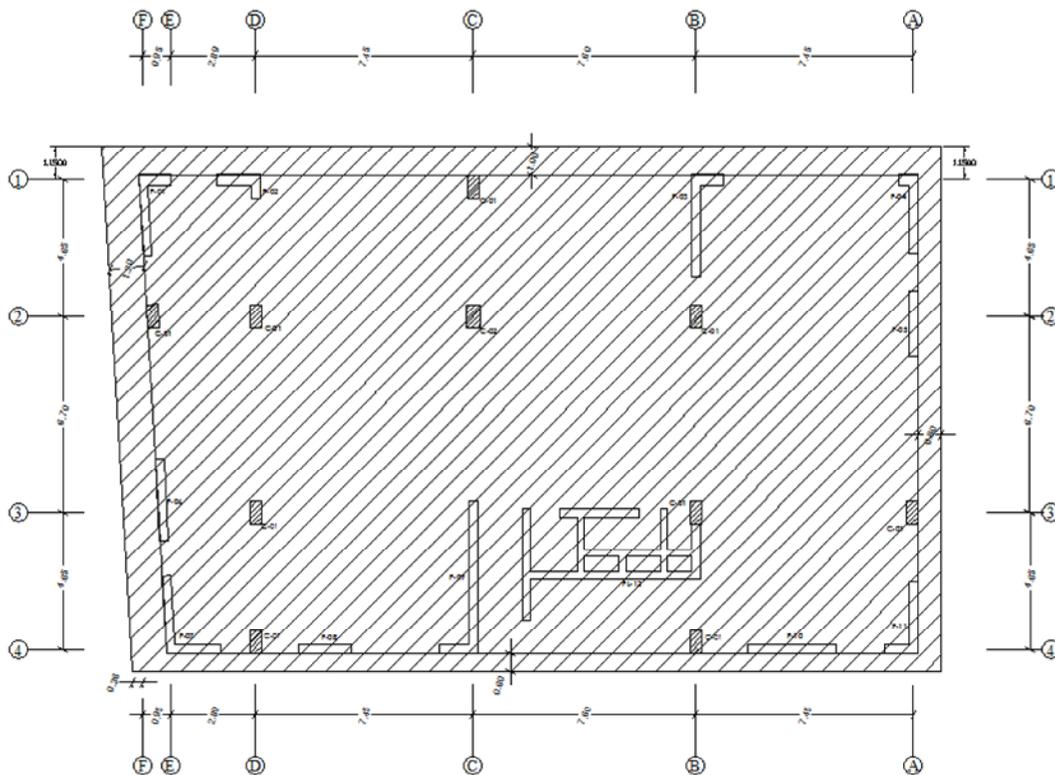


FIGURA N°94 Nueva Área de Cimentación de Platea.

También supondremos un peralte inicial de 1.00 m y se verificara en el ETABS 2015 si es suficiente o insuficiente.

$$d = 100 \text{ cm, (peralte)}$$

Debemos saber que el suelo no tiene comportamiento rígido como se considera en forma conservadora, el apoyo de una estructura en este no puede considerarse como rígido, ya que existen deformaciones en la interface entre la estructura y este, para moldear este comportamiento existen diversas teorías, nosotros consideraremos la Teoría de Winkler para el estudio del comportamiento interacción suelo – estructura.

- Modelo de Winkler:

Conocido también como “Teoría clásica de la viga sobre fundación elástica”, este modelo se apoya en la siguiente suposición: Cuando se aplica al suelo una carga distribuida uniformemente sobre alguna área determinada, toda el área cargada se asienta una misma cantidad entonces:

$$\delta = \frac{P}{K_s}$$

Dónde:

K_s = Modulo de Balastro.

Es posible representar el suelo localizado inmediatamente bajo el área cargada mediante un resorte elástico de rigidez “ k ”, por lo que tendremos:

$$k = K_s \times A$$

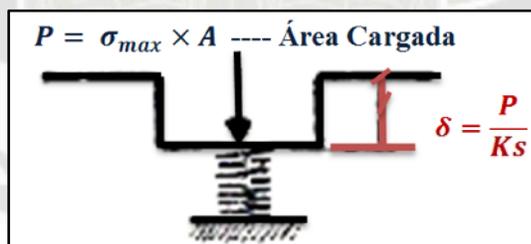


FIGURA N°95 Modelo de Winkler.

De esta manera la fundación se analiza como si fuera una viga apoyada sobre resortes con la misma rigidez

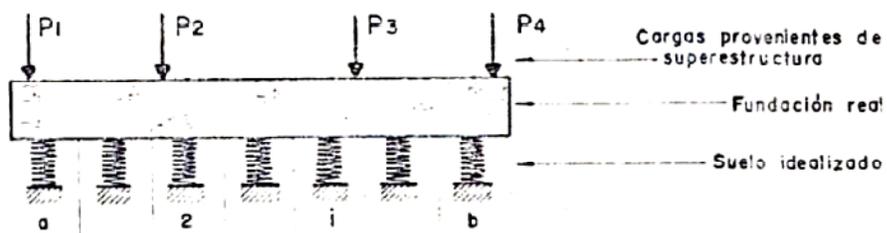


FIGURA N°96 Idealización de la estructura de Fundación.

- Módulo de Balastro (Ks):

También llamado coeficiente de reacción del suelo, este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre tensión aplicada por la placa P y la penetración o asentamiento de la misma.

En definitiva dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del suelo: un coeficiente alto de balastro supondrá un suelo rígido sobre el que los asentamientos son menores, y un coeficiente bajo supondrá grandes deformaciones.

Según la tabla de Terzaghi en conjunto con nuestro tipo de terreno de nuestra zona tenemos que nuestro Modulo de Balastro tiene un valor de:

VALORES DE K30=Ks PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Suelo	k30 (kp/cm ³)
Arena seca o húmeda:	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
Arena sumergida:	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
Arcilla:	
q _u =1-2 kp/cm ²	1,6-3,2 (2,5)
q _u =2-4 kp/cm ²	3,2-6,4 (5,0)
q _u >4 kp/cm ²	>6,4 (10)
*Entre paréntesis los valores medios propuestos	

TABLA N°45 Valores del Módulo de Balastro según Terzaghi.

$$K_s = 4.0 \text{ kg/cm}^3$$

Colocamos estos valores en el programa ETABS 2015, dibujamos la nueva área para la cimentación, tenemos en cuenta el peralte de $d = 100\text{cm}$ con un tipo de concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, y un coeficiente de balasto de $K_s = 4.0 \text{ kg/cm}^3$.

Dividimos la platea en pequeñas secciones para colocar en cada tramo dividido los resortes y quitamos las restricciones en la base seguidamente el programa hallará la rigidez de la platea.

En el programa ETABS 2015 observaremos las fuerzas por la presión del suelo, para corroborar que se cumpla: $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$

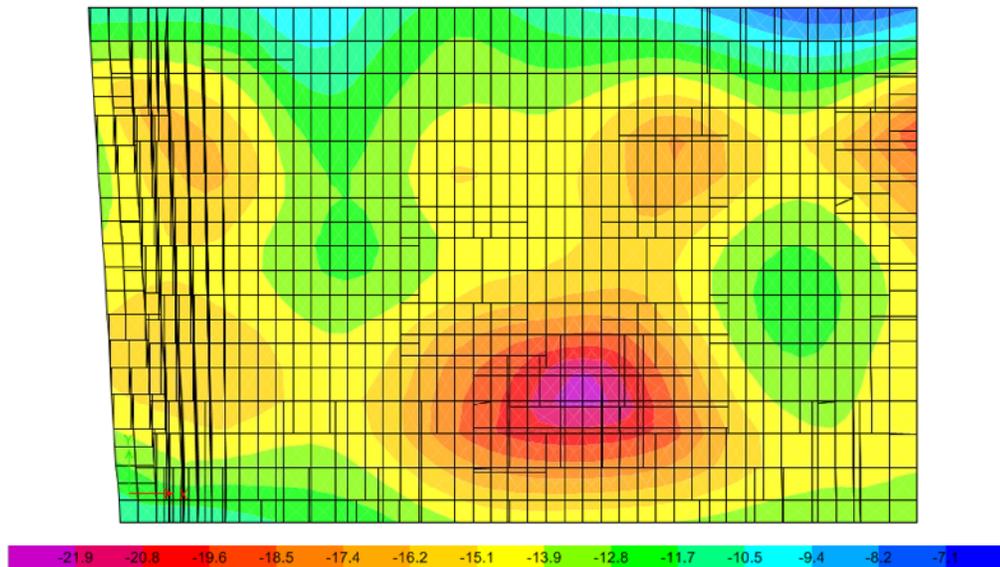


FIGURA N°97 Fuerzas ejercidas por la Presión del Suelo

Según lo visto en el diagrama podemos verificar que la expresión $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$ si cumple ya que:

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &\leq \sigma_{adm} \\ 21.9 \text{ ton/m}^2 &\leq 22.3 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Vemos también que la presión del suelo presenta sus valores más altos en la parte de las placas del ascensor. También podemos observar en el ETABS 2015 las deformaciones por asentamiento que serían los desplazamientos verticales.

Debemos tener en cuenta que los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros, también puedes dar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista. También puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevada.

Si los cimientos se apoyan sobre roca o suelos muy duros, los asentamientos pueden ser muy pequeños; sin embargo, si se trata de suelos ordinarios de valle, el asentamiento puede ser de una fracción de pulgada o de varias pulgadas. Gran parte del asentamiento puede producirse durante la construcción.

En otros casos, los asentamientos se producen muy lentamente y prosiguen durante varios años, después de concluida la construcción. Son comunes los asentamientos de ½ a 1 pulgada (1,27 a 2.54 cm).

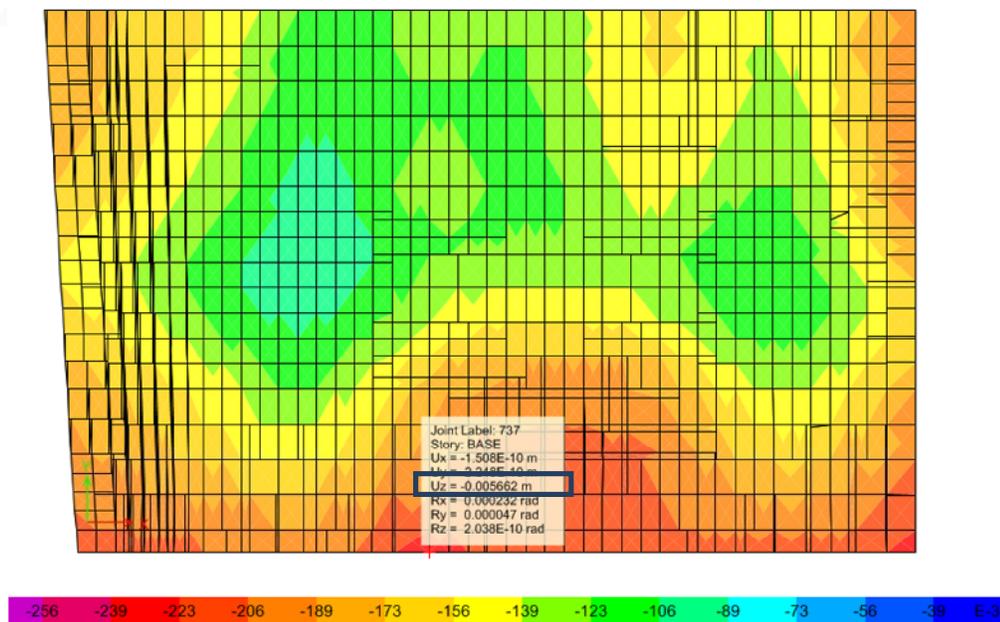


FIGURA N°98 Deformaciones por Asentamiento o Desplazamientos Verticales.

En el esquema podemos observar que los desplazamientos verticales no exceden el desplazamiento máximo de 25 mm.

6.6.4 Verificación por Cortante:

La verificación por fuerza cortante se realiza con la reacción hallada a una distancia “d” de la cara del elemento vertical columna o placa.

En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la platea de cimentación menos 10 cm de recubrimiento: $(d = h - 10)$.

La resistencia requerida por corte V_u , se calcula en cada dirección y los valores los sacamos del programa ETABS 2015. Para ambas direcciones deberá cumplirse que $V_u \leq V_c$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la platea de cimentación o cambiar la configuración de nuestra platea.

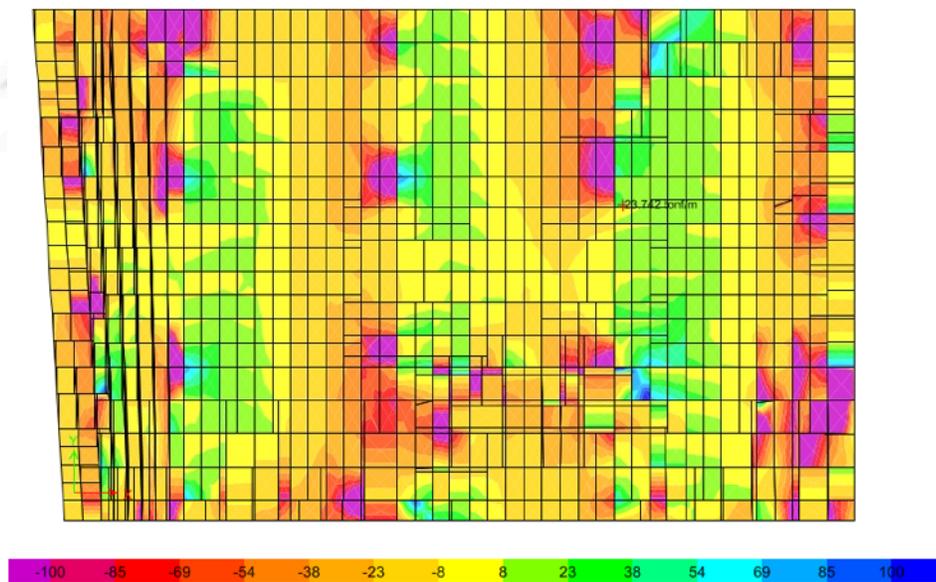


FIGURA N°99 Diagrama de Fuerza Cortante en x-x.

Del ETABS tenemos:

$$V_{13} = V_{ux} = 85 \text{ ton/m}$$

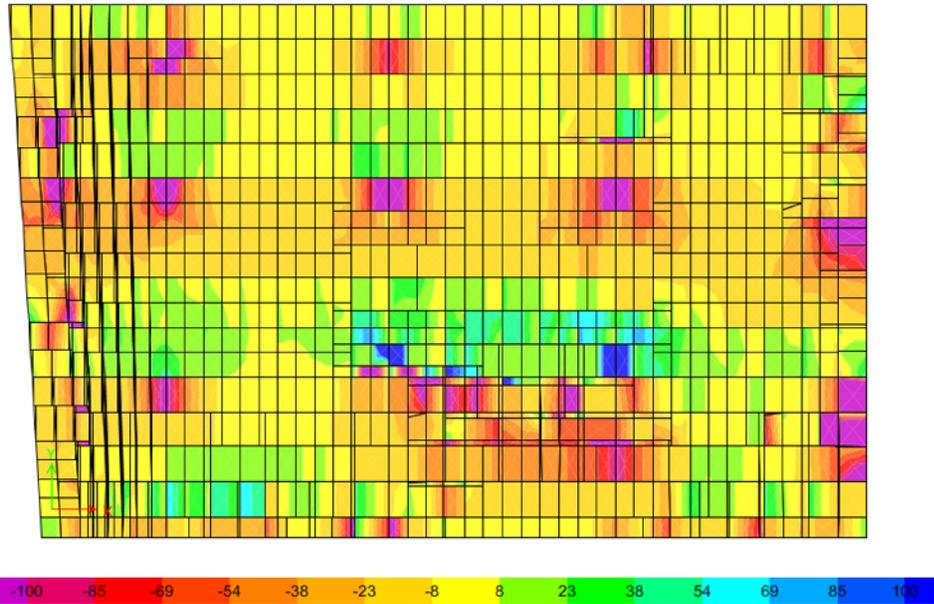


FIGURA N°100 Diagrama de Fuerza Cortante en y-y.

Del ETABS tenemos:

$$V_{23} = V_y = 70 \text{ ton/m}$$

Tomamos el valor mayor para nuestro V_u .

$$V_u = 85 \text{ ton/m}$$

La siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

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

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot (100 - 10)$$

$$V_c = 67.84 \text{ ton}$$

Como podemos observar la fuerza cortante última V_u , no es menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto V_c ; por lo que consideramos la colocación de vigas de cimentación para distribuir así el momento y evitar momentos altos, y así el cortante sea absorbido por las vigas.

- Vigas de cimentación:

Se entiende por viga de cimentación aquella sobre la que apoyan tres o más pilares, de nuevo aquí la sección transversal puede ser rectangular o bien adoptar la forma de T invertida con economía de acero y hormigón. La tendencia actual es hacia secciones rectangulares.

Presenta una configuración de viga, por lo que su armado será el de una viga trabajando a flexión, sólo que en este caso la armadura de tracción estará colocada en la cara superior.

Para una mejor descripción diseñaremos la viga de cimentación VC-01 ubicada en el eje "1" del nivel de suelo.

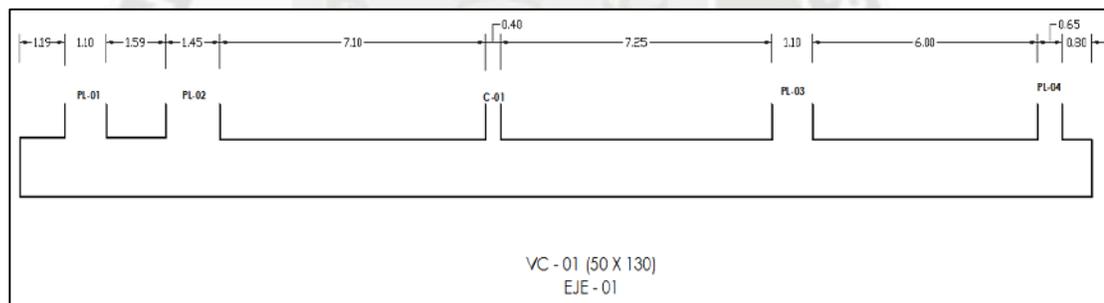


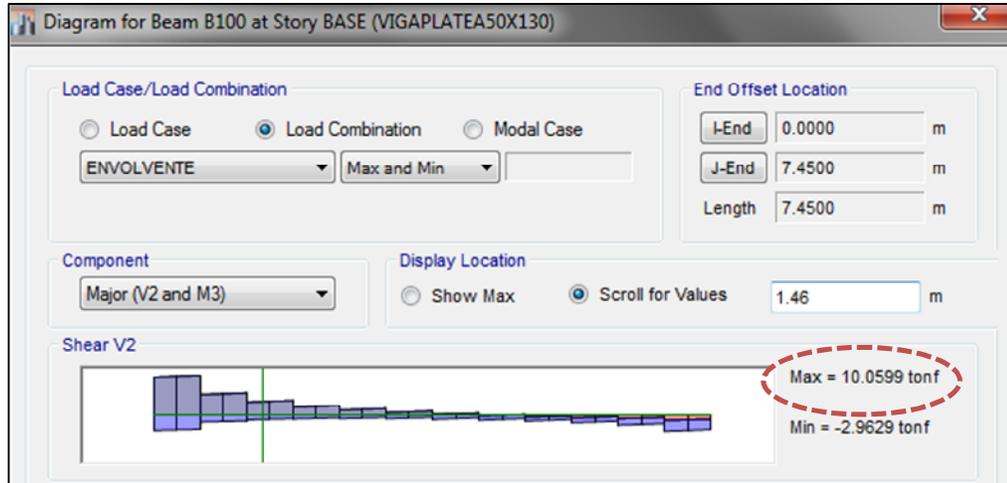
FIGURA N°101 Esquema de la Viga de Cimentación a Diseñar.

Diseño por Flexión: Siendo nuestra viga de cimentación a diseñar de $b = 0.50$ m de base, $h = 1.30$ m peralte y $d = (h - 9) = 1.21$ m de peralte efectivo, calculamos el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \qquad A_{s_{min}} = \frac{0.70 \cdot 280}{4200} \times 50 \times 121$$

$$A_{s_{min}} = 16.87 \text{ cm}^2$$

Refuerzo escogido = son **4 Ø 1"** tanto en la cara superior como en la cara inferior de la viga de cimentación a diseñar.



$$V_u = 10.06 \text{ ton}$$

La norma E.0.60 en su artículo 11.3.1 nos dice que la resistencia nominal proporcionada por el concreto “ V_c ” debe calcularse según la siguiente disposición:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 50 \times 121$$

$$V_c = 91.21 \text{ ton}$$

Remplazando tenemos que $V_u < V_c$ sí se cumple.

Sin embargo, como el elemento tiene responsabilidad sísmica se deberá tener en cuenta las consideraciones de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos, las cuales han sido descritas en la sección 21.4.4.4:

Por tanto se tiene la siguiente distribución de estribos para la viga de cimentación VC-01:

Estribos de $\emptyset 1/2$ ----- 1 @05, 9 @25, Rto. @50 c/extremo.

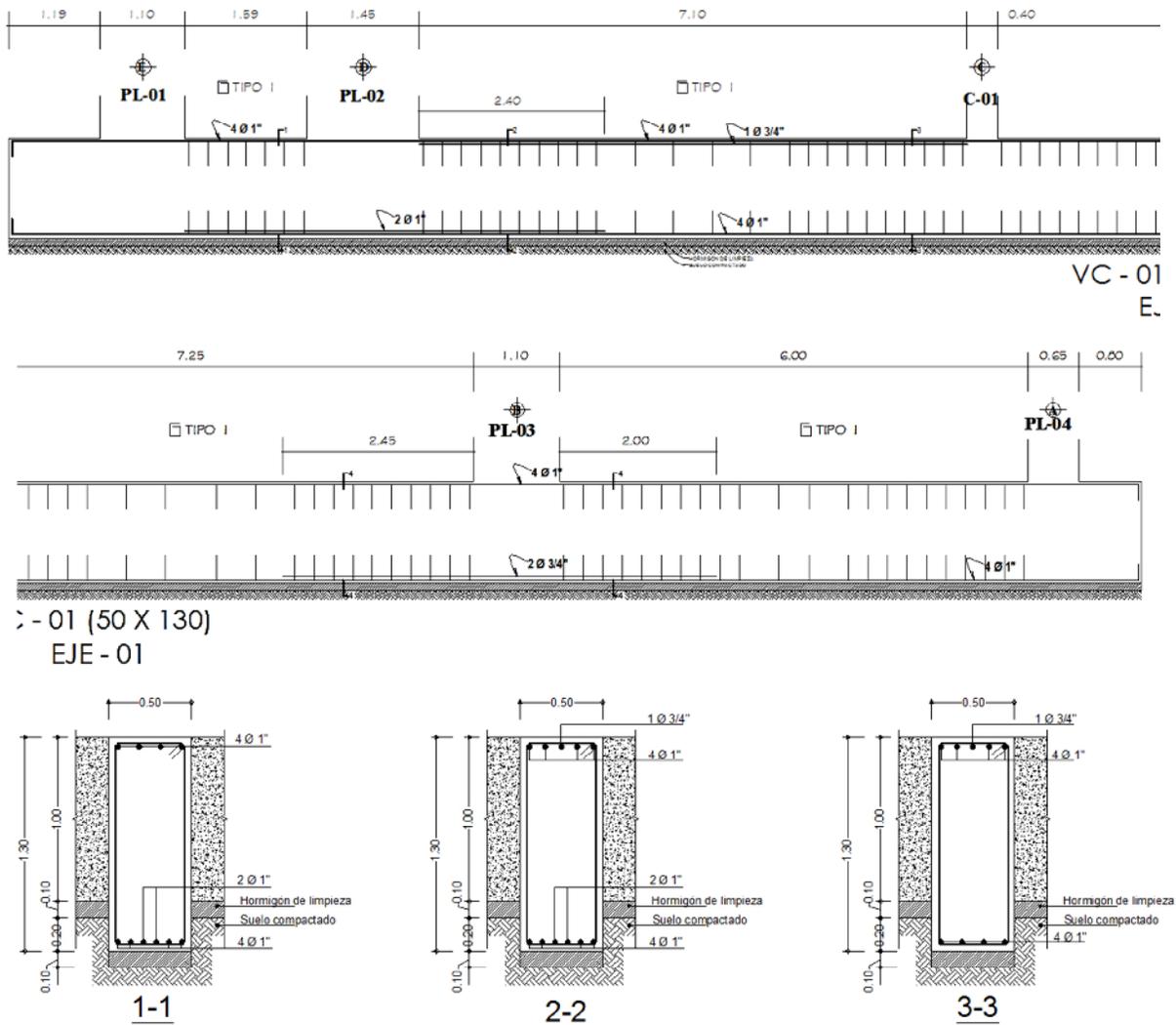


FIGURA N°103 Diseño Final de Tramo Seleccionado de la Viga de Cimentación VC-01.

Al tener definido ya nuestras vigas de cimentación, vemos nuestro diseño final de nuestra Platea de Cimentación, sabiendo lo siguiente:

- Peralte efectivo $h = 1.00$ m.
- Resistencia de concreto $f'c = 280$ kg/cm².

Entonces la resistencia requerida por corte V_u , en cada dirección deberá cumplirse que $V_u < V_c$, del programa ETABS 2015 obtenemos los siguientes valores.

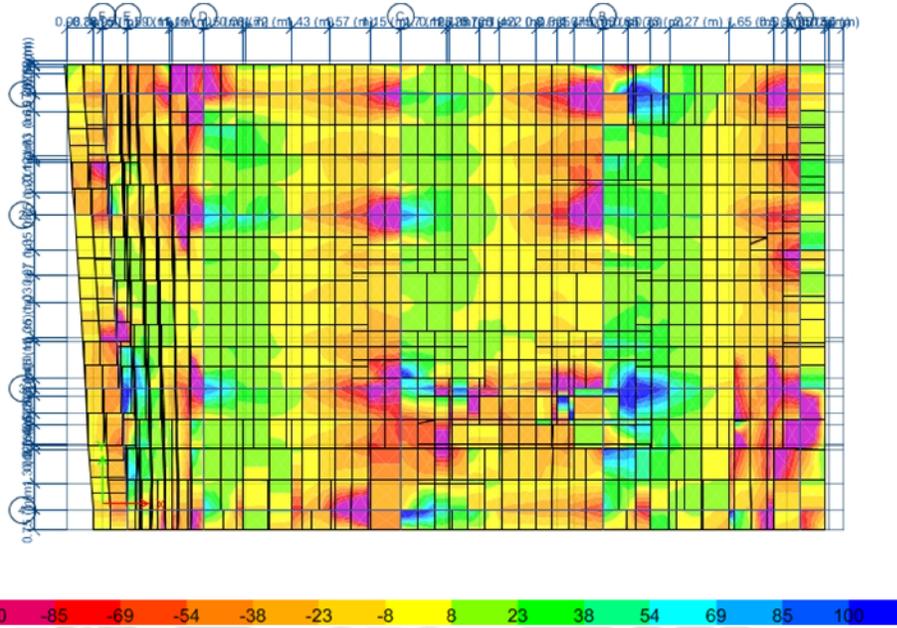


FIGURA N°104 Diagrama de Fuerza Cortante en x-x.

Del ETABS tenemos:

$$V_{13} = V_{ux} = 63 \text{ ton/m}$$

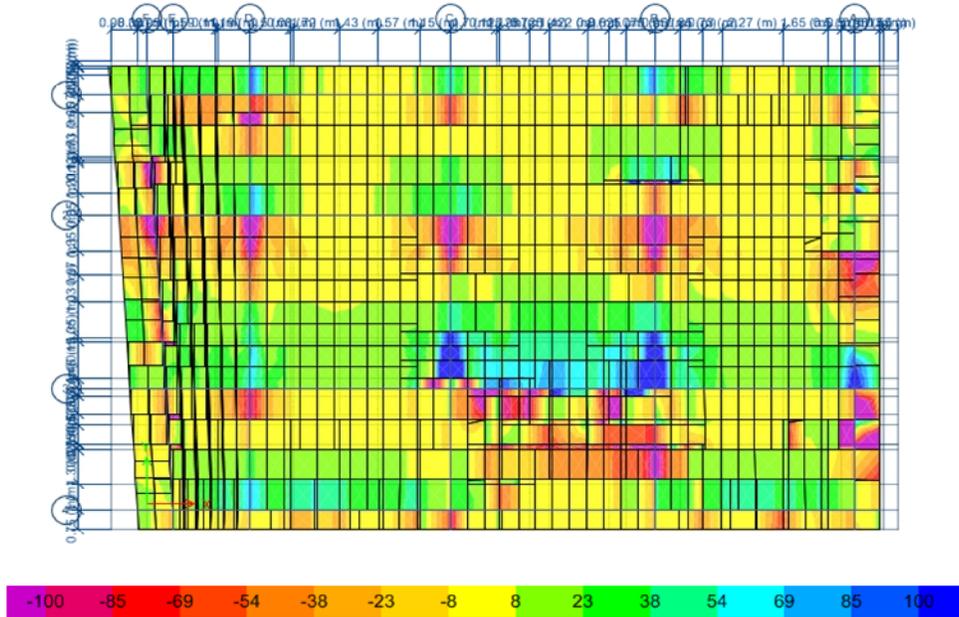


FIGURA N°105 Diagrama de Fuerza Cortante en y-y.

Del ETABS tenemos:

$$V_{23} = V_y = 55 \text{ ton/m}$$

Tomamos el valor mayor para nuestro V_u .

$$V_u = 63 \text{ ton/m}$$

El aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

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

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot (100 - 10)$$

$$V_c = 67.84 \text{ ton}$$

Como podemos observar la expresión $V_u < V_c$ sí se cumple.

6.6.5 Verificación por Punzonamiento:

Es un esfuerzo cortante elevado, debido a la reacción de la fuerza que desarrolla un elemento estructural de concreto armado como columna o placa, sobre su plano de apoyo. En general, este tipo de falla se presenta a una distancia aproximadamente igual a la mitad del peralte efectivo de la platea de cimentación $d/2$ a partir de la cara externa del elemento vertical. Es por ello que la Norma indica que la verificación por punzonamiento se realizará a $d/2$ de la cara de la columna o placa según sea el caso.

Se busca definir el peralte que tendrá la platea de cimentación, para asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo "d" se considerará igual al peralte total de la platea menos 10 cm ($d = h - 10$).

La platea de cimentación al actuar como una losa en dos direcciones, tiene una sección crítica perpendicular al plano de dicha losa y localizada de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo y este se presenta a $d/2$ de la cara de la columna o placa.

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

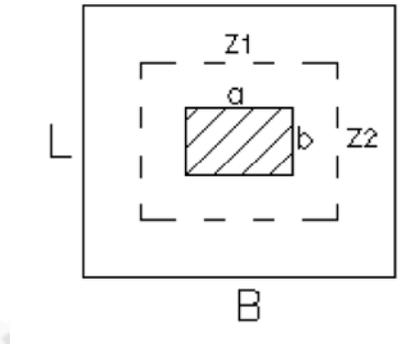


FIGURA N°106 Sección crítica al Punzonamiento.

$$Z1 = a + d; \quad Z2 = b + d$$

$$b_o = 2(Z1 + Z2)$$

Donde

- β : Relación del lado largo el lado corto del elemento vertical
- b_o : Es el perímetro de la sección crítica medida a “d/2” de la cara de apoyo.

En base a estas dos verificaciones se obtiene el peralte de la platea.

Para nuestro caso analizaremos y verificaremos por punzonamiento la columna C-2 siendo esta la más crítica.

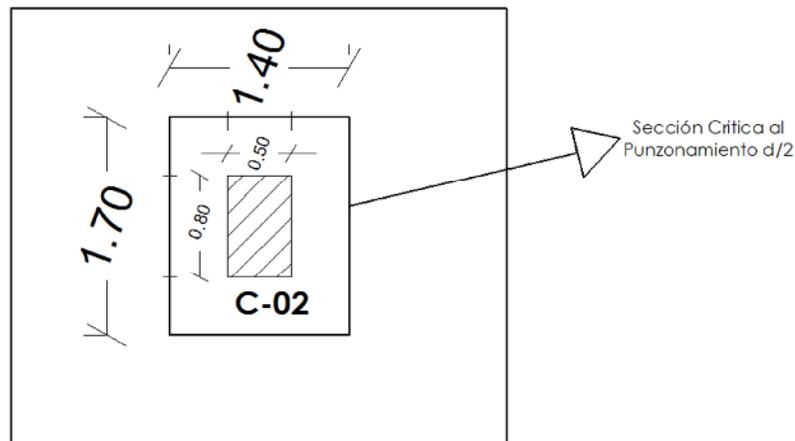


FIGURA N°107 Sección crítica al Punzonamiento de la Columna C-02.

$$Z1 = 50 + (h - 10); \quad Z2 = 80 + (h - 10)$$

$$Z1 = 140 \text{ cm}; \quad Z2 = 170 \text{ cm}$$

$$b_o = 2(Z1 + Z2)$$

$$b_o = 620 \text{ cm}$$

Remplazando en la fórmula tenemos que:

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

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \left(1 + \frac{2}{1.6}\right) * \sqrt{280} \cdot 620 \cdot 90$$

$$V_c = 946.43 \text{ ton}$$

Entonces la resistencia requerida por corte V_u , deberá cumplirse que $V_u < V_c$, del programa ETABS 2015 obtenemos los siguientes valores.

Tomamos el valor mayor para nuestro V_u .

$$V_u = 176.5 \text{ ton}$$

Como podemos observar la expresión $V_u < (V_c)$ sí se cumple.

6.6.6 Diseño por Flexión:

El diseño por flexión dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la platea de cimentación para soportar la flexión producto de la presión ejercida por el suelo. El cálculo es el mismo al realizado para todos los elementos sometidos a flexión

La resistencia requerida por flexión en cada dirección lo calcularemos mediante el programa ETABS 2015, tomando 1m de ancho como base de la platea:

Primero haremos el diseño haciendo un modelamiento a lo largo del eje x-x (M11).

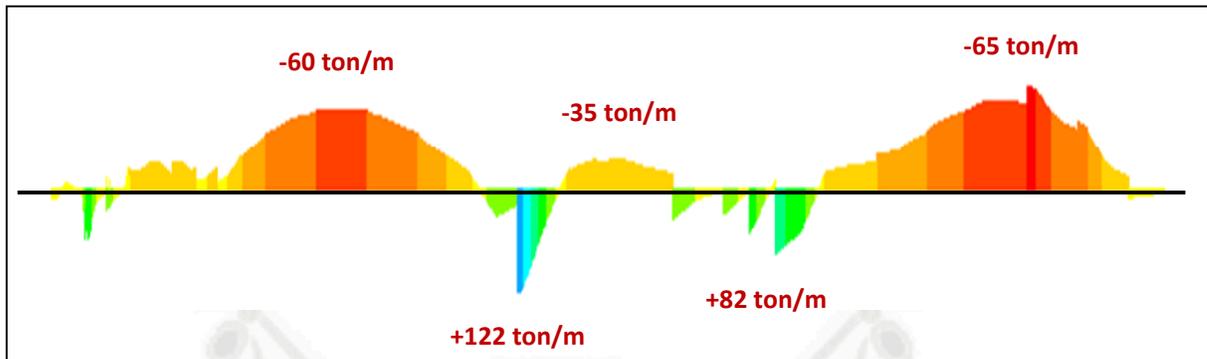


FIGURA N°108 Diagrama de Momentos en x-x.

Calculando el refuerzo requerido por flexión tenemos que para la platea de cimentación el acero a todo lo largo no será constante por eso se toma los puntos más altos en toda la platea.

En el caso del $M_{11}(-) = 60 \text{ ton/m}$ tenemos que:

$$K_u = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{60.0}{100 \times 90^2} = 7.40$$

$$K_u \quad \rho \quad \rho = 0.0019$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 17.10 \text{ cm}^2$$

Considerando refuerzo de 1" tenemos un espaciamiento de:

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{5.10}{17.10} \times 100 = 29.82 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto colocamos acero negativo en la dirección de x-x de 1"@ 30 cm; se realizará el mismo procedimiento para cada momento hallado en la dirección x-x (M11) para la platea.

Donde nuestro refuerzo en la dirección x-x será:

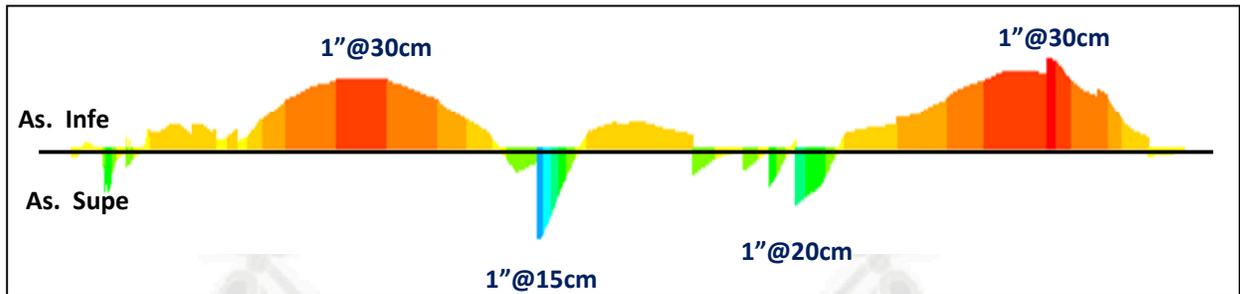


FIGURA N°109 Refuerzo Superior e Inferior en la Dirección x-x de la Platea.

Al igual que en la dirección x-x realizaremos el diseño haciendo un modelamiento a lo largo del eje y-y (M22) con ayuda del programa ETABS 2015.

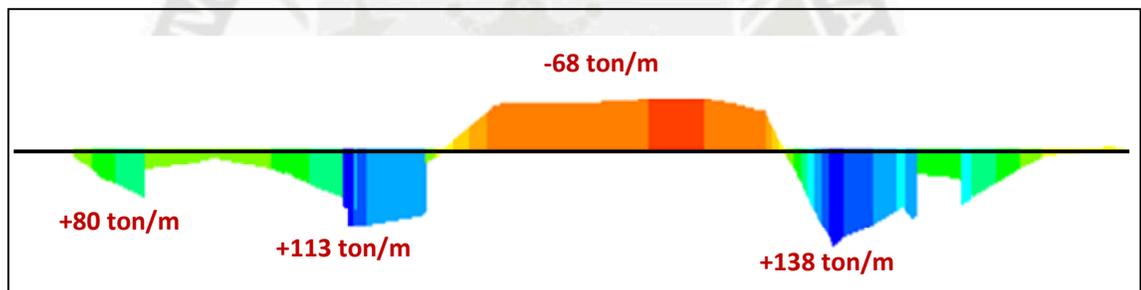


FIGURA N°110 Diagrama de Momentos en y-y.

Calculando el refuerzo requerido por flexión tenemos que para la platea de cimentación el acero a todo lo largo no será constante por eso se toma los puntos más altos en toda la platea.

En el caso del M22(+) = 113 ton/m tenemos que:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{113.0}{100 \times 90^2} = 13.95$$

$$Ku \quad \rho \quad \rho = 0.0039$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 35.10 \text{ cm}^2$$

Considerando refuerzo de 1" tenemos un espaciamiento de:

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{5.10}{35.10} \times 100 = 14.5 \text{ cm} \quad 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto colocamos acero positivo en la dirección de y-y de 1"@ 15 cm; se realizará el mismo procedimiento para cada momento hallado en la dirección y-y (M22) para la platea.

Done nuestro refuerzo en la dirección y-y será:

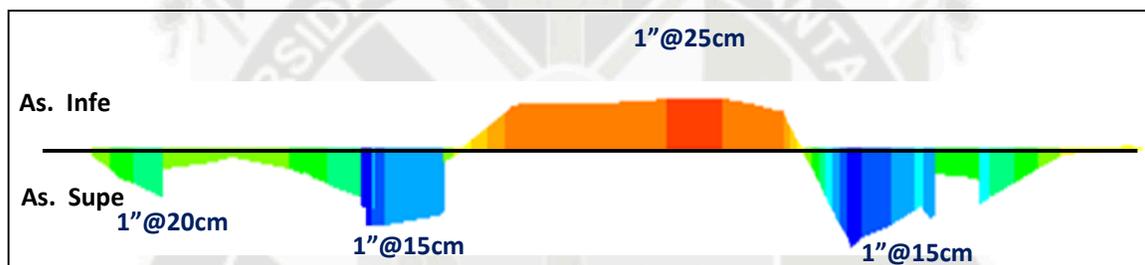


FIGURA N°111 Refuerzo Superior e Inferior en la Dirección y-y de la Platea.

El diseño final de nuestra Platea de Cimentación se muestra a continuación:

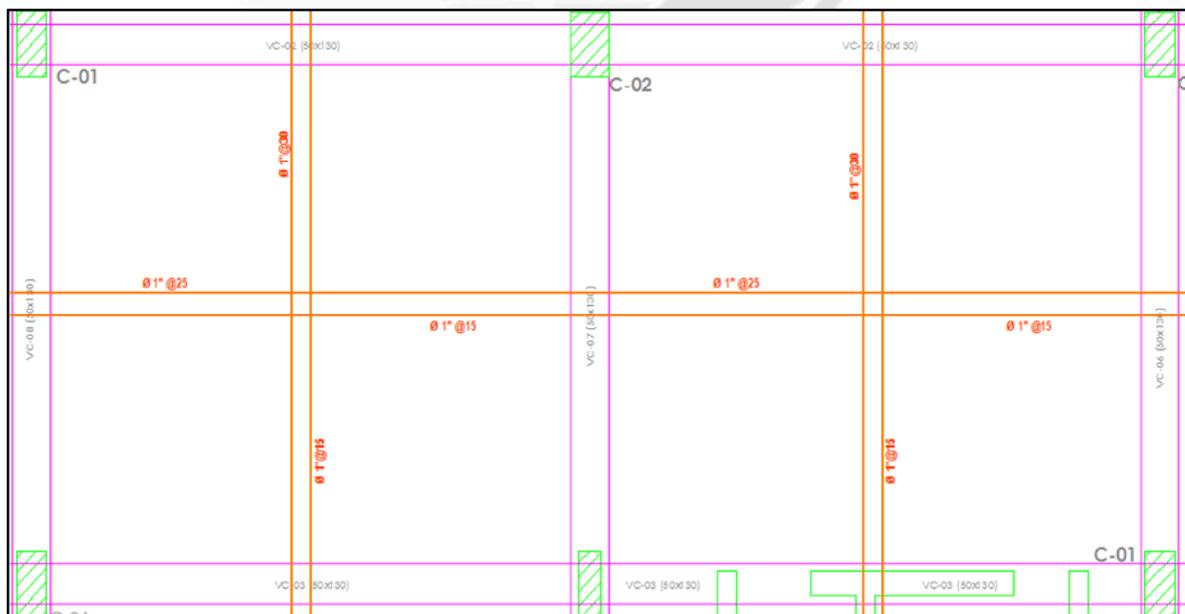


FIGURA N°112 Distribución Final del Refuerzo para la Platea de Cimentación en uno de los Paños.

6.7 DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.

A continuación se presenta el diseño de otros elementos estructurales del edificio que no han sido estudiados en los capítulos anteriores, pero son igualmente importantes. Los elementos comprendidos son: las escaleras, los muros de sótano y la cisterna.

6.7.1 Diseño de Escaleras.

Las escaleras se pueden definir como losas inclinadas que sirven para conectar diferentes niveles de una edificación.

Se denominan escaleras a aquellos elementos diseñados para unir diversos espacios situados en diferentes niveles en vertical, está compuesta por pasos, contrapasos y descansos; existen diferentes tipos de escaleras, dependiendo de sus condiciones de apoyo.

Para el caso del edificio en estudio se tienen escaleras convencionales de varios tramos, apoyados en vigas o losas. Estas escaleras se modelan como losas macizas armadas en una dirección simplemente apoyadas.

El diseño se hace solo por flexión, se determina un A_s para el momento negativo y positivo y se coloca un fierro mínimo por temperatura, para la dirección transversal.

Estos elementos no forman parte de la estructura del edificio por lo tanto no aportan rigidez lateral y solo serán diseñados para soportar las cargas de gravedad.

Como ejemplo para este capítulo se realizará el diseño del primer tramo de la escalera que conecta el sótano con el primer piso, considerando las cargas presentadas en el Capítulo N°3 de Metrado de Cargas.

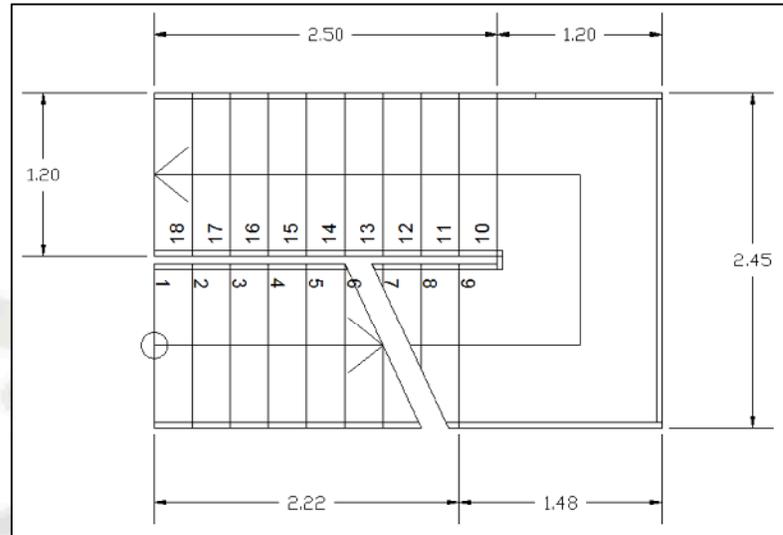


FIGURA N°113 Vista en Planta de la Escalera a Analizar.

Tenemos las siguientes características para la escalera:

- Paso (P) = 27.8 cm
- Contrapaso (CP) = 16.7 cm
- Garganta (t) = 15 cm
- Ancho de descanso (B) = 120 cm

Del metrado de cargas sabemos que:

- En el descanso:

$$CM = 0.70 \text{ ton/m}^2 \cdot \quad CV = 0.24 \text{ ton/m}^2 \cdot$$

$$Wu = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$Wu = 1.38 \text{ ton/m}^2.$$

- En Tramo Inclinado:

$$CM = 0.86 \text{ ton/m}^2 \cdot \quad CV = 0.24 \text{ ton/m}^2 \cdot$$

$$Wu = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$Wu = 1.62 \text{ ton/m}^2.$$

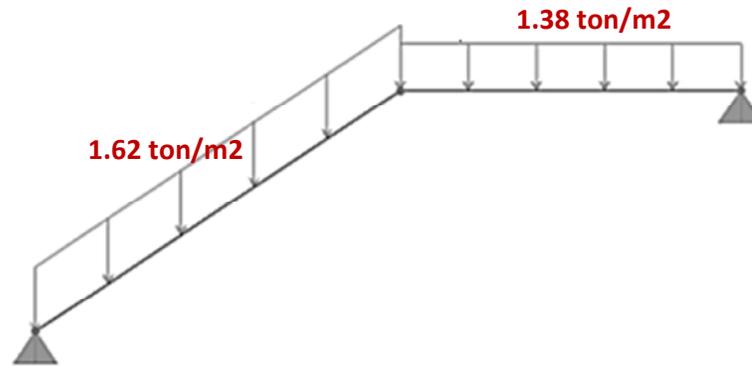


FIGURA N°114 Distribución de Cargas en Escalera.

6.7.1.1 Diseño por Flexión.

El diseño por flexión en la escalera consiste en calcular la cantidad de acero necesaria que se colocará en las losas horizontales e inclinadas, pues este elemento estará sometido a cargas vivas y cargas muertas, las cuales generarán momentos y cortantes. Con ayuda del programa SAP2000 se han obtenido las envolventes de las cargas del análisis Estructural.

$$M_{33} = 0.98 \text{ ton.m}$$

$$V_{22} = 1.87 \text{ ton}$$

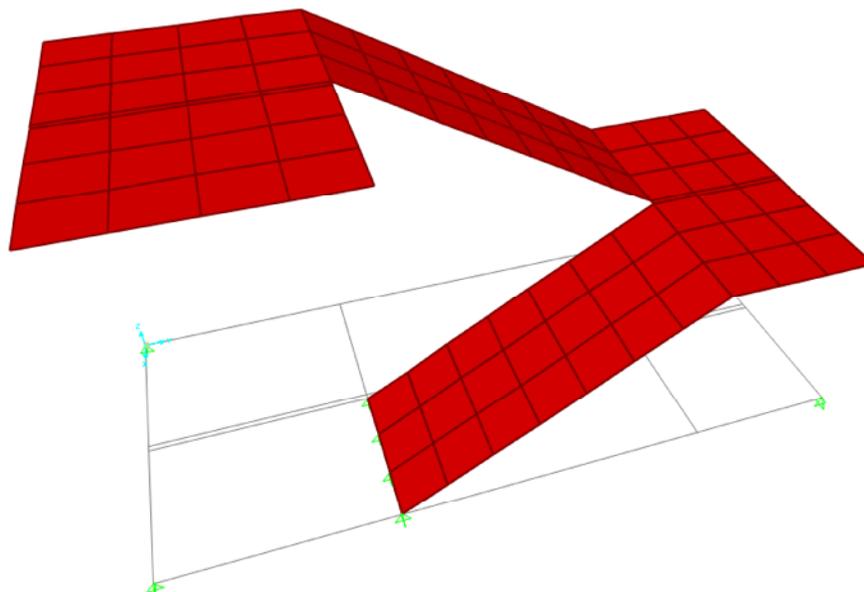


FIGURA N°115 Modulado de Escalera en SAP2000.

Observamos que el mayor momento M_u es 0.98 ton/m. calculando el acero requerido por flexión tenemos:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.98}{100 \times 12^2} = 6.80$$

$$K_u \quad \rho \quad \rho = 0.0019$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 2.28 \text{ cm}^2$$

Calculamos el acero mínimo requerido por temperatura, el refuerzo transversal a la escalera se calcula con el uso de la cuantía mínima que debe tener la losa (0.18%):

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \times 100 \times 15$$

$$A_{s_{min}} = 3.24 \text{ cm}^2$$

Notamos que el acero mínimo requerido por temperatura supera el requerido por flexión, esto se debe a las luces reducidas que presenta la escalera. Consideramos barras de $3/8"$ y tenemos un espaciamiento de:

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{0.71}{3.24} \times 100 = 22 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto colocamos acero transversal de $3/8"@ 25 \text{ cm}$, y longitudinalmente reforzaremos y colocaremos acero de $1/2"@ 20 \text{ cm}$, ya que en esta dirección son más propensas a fallar.

6.7.1.2 Diseño por Corte.

La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no se considera resistente a la fuerza cortante.

Entonces, verificando por corte, tenemos para una sección de $b = 100\text{cm}$ y $d = h - 3 = 12\text{cm}$:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_wd$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12$$

$$V_c = 7.8 \text{ ton.}$$

Observamos que el valor del cortante del programa es $V_u = 1.87 \text{ ton}$, notamos que la resistencia de diseño V_c satisface los requerimientos de V_u .

Por lo tanto se cumple que: $V_c > V_u$

A continuación se presenta un esquema del armado según lo diseñado:

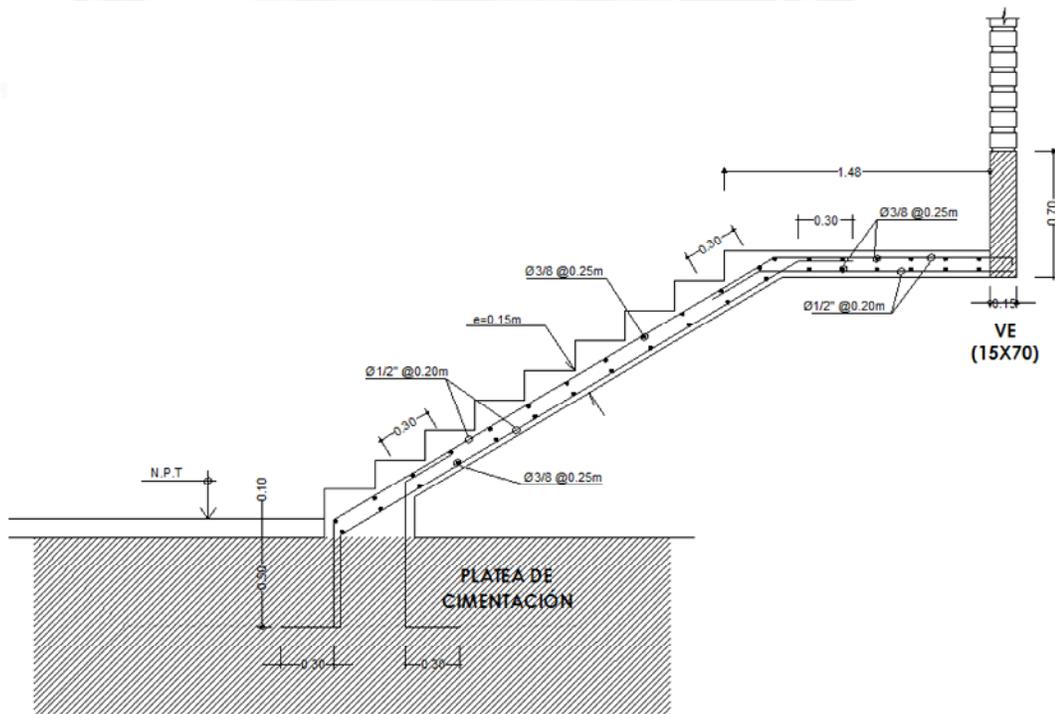


FIGURA N°116 Esquema del Armado Final para la Escalera del Ejemplo.

6.7.2 Diseño de Muros de Sótano.

Estos muros están ubicados a lo largo de los muros de sótano, para su diseño no es necesario verificar deslizamiento ni volteo pues este muro está unido a la losa del techo formando una unidad.

Los muros de sótano o muros de contención se caracterizan por recibir, además de cargas axiales y momentos flectores, cargas perpendiculares a su plano, debemos de tener en cuenta que las fuerzas de empuje del suelo son las fuerzas más importantes. Normalmente se encuentran restringidos arriba y abajo por los techos de los sótanos, por lo que se modelan como vigas simplemente apoyadas.

El empuje del suelo depende mucho de las características de éste. La teoría de Rankin propone las siguientes expresiones para estimar los empujes que actúan sobre un muro de sótano.

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen} i}{1 + \operatorname{sen} i} \quad E_A = K_A \cdot \gamma \cdot H \quad E_{s/c} = K_A \cdot \omega_{s/c}$$

Dónde:

- K_A = Coeficiente de empuje activo del suelo.
- i = Ángulo de fricción interna del suelo.
- γ = Peso específico del suelo.
- H = Altura de suelo que ejerce el empuje activo.
- $\omega_{s/c}$ = Sobrecarga actuante en el terreno.
- E_A = Empuje activo del suelo, carga distribuida triangular.
- $E_{s/c}$ = Empuje producido por la sobrecarga, carga distribuida rectangular.

Cabe señalar que esta teoría es aplicable sólo para suelos granulares, compactados y secos; el cual es nuestro caso. Se deberá verificar que la resistencia al corte, suministrada por el concreto, sea suficiente para soportar los efectos de las cargas perpendiculares al plano del elemento.

El diseño por flexión es similar a lo estudiado para losas macizas, pero se debe considerar 4 cm de recubrimiento, especificado por la Norma E.060 para muros en contacto con el suelo. A manera de ejemplo se desarrollará el diseño del muro ubicado en el estacionamiento del sótano.

Tenemos los siguientes datos:

- $\alpha = 30^\circ$
- $\gamma = 1,900 \text{ kg/m}^3$
- $H = 2.50 \text{ m}$
- $\omega_{s/c} = 250 \text{ kg/m}$
- $H_{muro} = 3.30 \text{ m}$
- $t_{muro} = 30 \text{ cm}$

Nótese que los empujes hallados con las expresiones antes mencionadas se encuentran en condiciones de servicio. La Norma E.060 especifica un factor de amplificación de 1.7 para llevar las cargas del empuje del suelo a condiciones últimas de resistencia. Hallando los empujes últimos, tenemos:

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}30^\circ}{1 + \text{sen}30^\circ} = 0.33$$

$$E_A = 1.7 \times 0.33 \times 1900 \times 2.5 = 2.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad E_{s/c} = 1.7 \times 0.33 \times 250 = 14.05 \text{ ton/m}$$

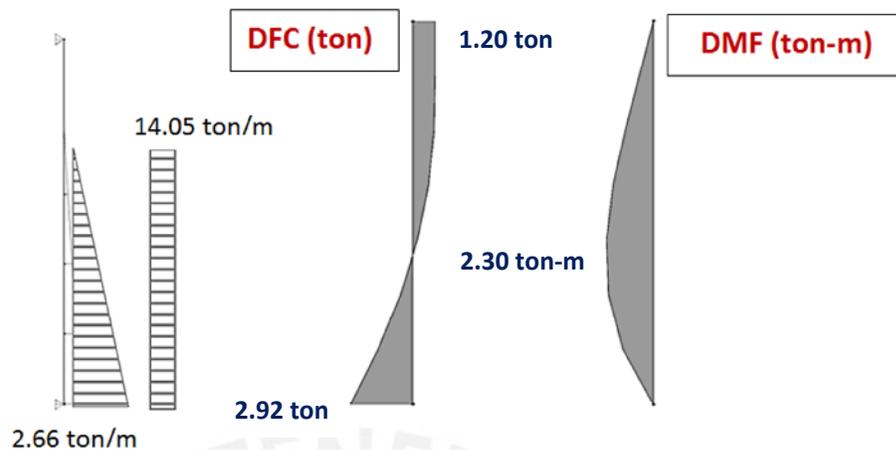


FIGURA N°117 Modelo Estructural y Cargas Últimas de Diseño, Obtenidas para el Muro de Sótano.

Diseño por flexión:

Considerando 4 cm de recubrimiento, tenemos un peralte efectivo $d = 26$ cm, calculamos el refuerzo requerido por flexión, tenemos:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{2.30}{100 \times 26^2} = 3.40$$

$$K_u \quad \rho \quad \rho = 0.0009$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 2.34 \text{ cm}^2$$

Tenemos los siguientes requerimientos de acero mínimo por temperatura donde, se debe cumplir que la cuantía mínima para refuerzo horizontal es de 0.0018, considerando barras de 1/2".

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \times 100 \times 26$$

$$A_{s_{min}} = 4.68 \text{ cm}^2$$

Notamos que el acero mínimo por temperatura requerido, supera largamente el requerido por flexión, se toma en cuenta el mayor.

Consideramos barras de 1/2" y tenemos un espaciamiento de:

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{1.27}{4.68} \times 100 = 27.1 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán mallas de 1/2"@ 20 cm, en ambas caras del muros.

Diseño por Corte:

Los muros de contención no llevan estribos, por tanto la resistencia al corte debe ser evaluada considerando únicamente el aporte del concreto.

El peralte efectivo considerando 4 cm de recubrimiento es $d = 26$ cm.

Calculamos la resistencia de diseño por corte V_c tenemos:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 26$$

$$V_c = 19.60 \text{ ton}$$

Observamos que el máximo valor del cortante es $V_u = 2.92 \text{ ton}$, notamos que la resistencia de diseño V_c satisface los requerimientos de V_u . Por lo tanto se cumple que: $V_c > V_u$

A continuación se muestra un corte donde se aprecia el armado del refuerzo.

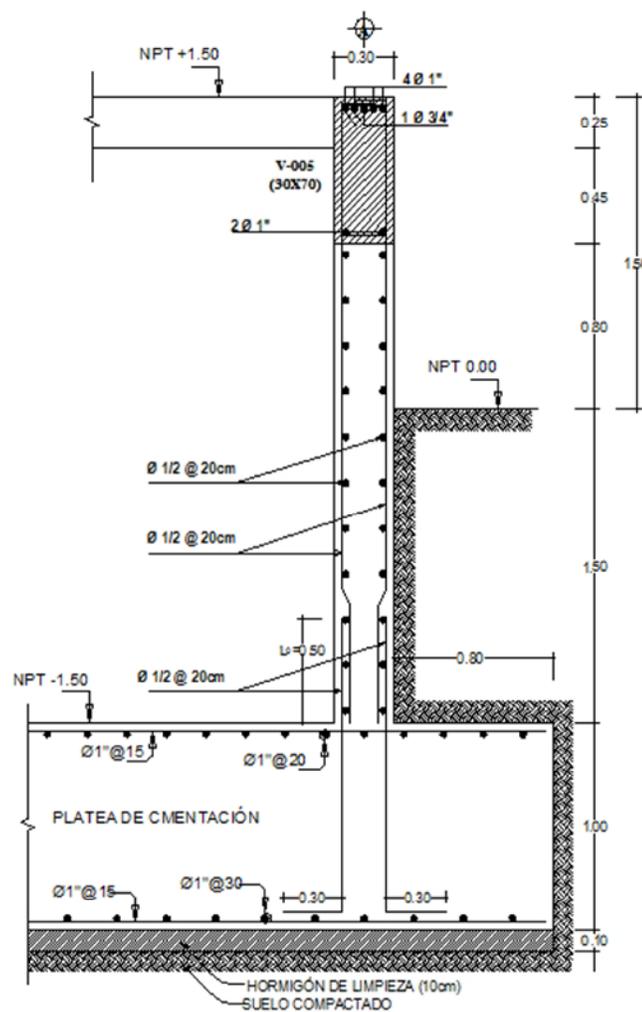


FIGURA N°118 Esquema del Armado Final para el Muro de Sótano, Corte 2-2.

6.7.3 Diseño de la Cisterna.

Se denominan cisternas a las estructuras de concreto armado que almacenan líquidos, está compuesta de paredes laterales, un fondo y dependiendo del uso de un techo, en nuestro caso la cisterna servirá para el almacenamiento de agua para los departamentos, por lo cual contará con una tapa y estará ubicada debajo del nivel del sótano. La condición crítica para el diseño de la cisterna se presenta cuando está se encuentra vacía. Sobre el techo de está, actúa su peso propio, el piso terminado y la sobrecarga debido al estacionamiento en el sótano.

En las paredes actúa el empuje del suelo y el empuje de la sobrecarga del terreno. Y en la base, la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, del techo y a las cargas que actúan sobre este.

La cisterna se modeló con un elemento bidimensional en el SAP2000 considerando al empuje del agua con una distribución triangular.

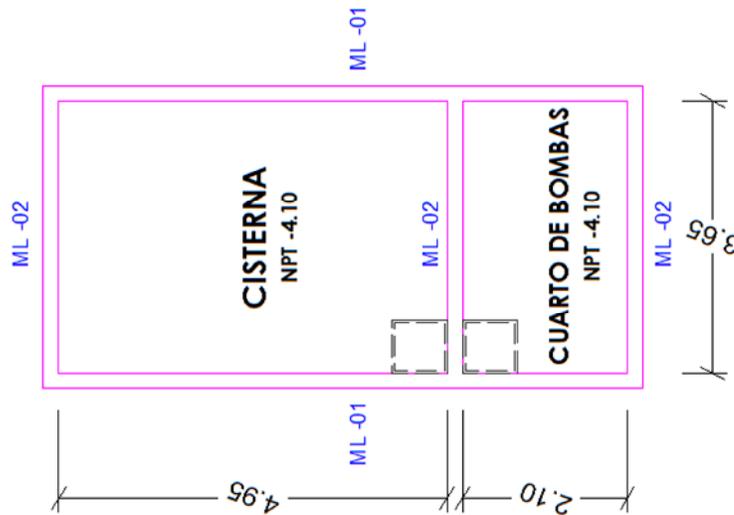


FIGURA N°119 Vista en Planta de la Cisterna a Diseñar.

6.7.3.1 Diseño de Muros de Cisterna.

La fuerza que actúa sobre los muros de la cisterna es aquella que proviene del empuje del suelo en reposo, distribuida de forma triangular. El diseño se trabajará bajo la condición más desfavorable, cuando la cisterna está vacía.

Para las paredes de la cisterna se ha elegido como mínimo un espesor de 20 cm, con el propósito de colocar refuerzo en ambas caras y tener un adecuado recubrimiento por ser una estructura en contacto con el agua.

Para los factores de carga, el empuje lateral del terreno (CE) se añadirá la siguiente combinación en el programa que nos ayudará con el análisis en nuestro caso es el programa SAP2000:

$$W_u = 1.4 C_M + 1.7 C_V + 1.7 C_E$$

El siguiente gráfico muestra la sección de la cisterna a analizar, así como la idealización del muro.

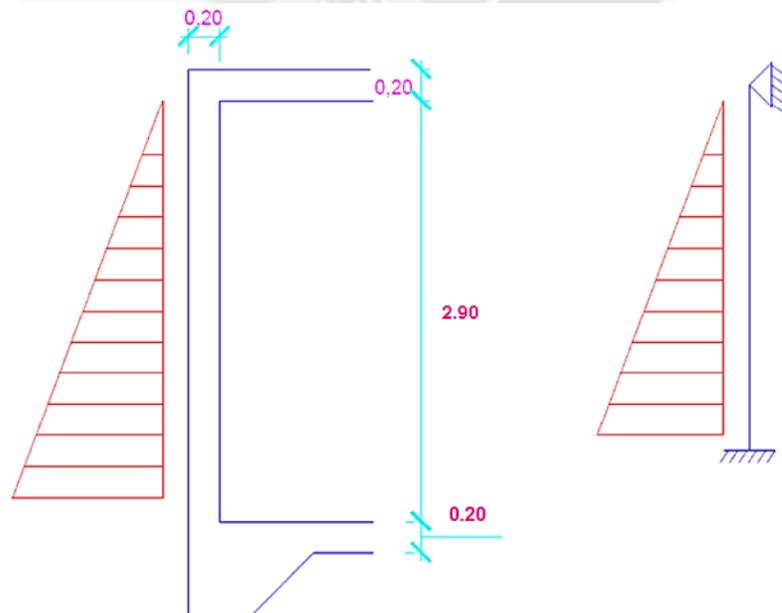


FIGURA N°120 Sección e Idealización del Muro de la Cisterna a Diseñar.

Para el empuje del suelo se usará la siguiente expresión:

$$W_U = 1.7 \times (\gamma_t \times K_o \times H)$$

Dónde:

- ✓ γ_t = Peso Volumétrico del suelo
- ✓ K_o = Coeficiente de Empuje en reposo y a su vez es: $K_o = \frac{1-\text{sen}^2 \phi}{1+\text{sen}^2 \phi}$, = 30
- ✓ H = Altura total de la cisterna.

Remplazando en la fórmula tenemos que.

$$W_U = 1.7 \times (1.9 \times 0.33 \times 3.30)$$

$$W_U = 3.52 \text{ ton/m}$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis se obtuvo el siguiente diagrama de momento flector por 1m de ancho de muro para ambos sentidos.

Con ayuda del programa SAP2000 observamos que el mayor momento M_u es 0.95 ton/m. calculando el acero requerido por flexión tenemos:

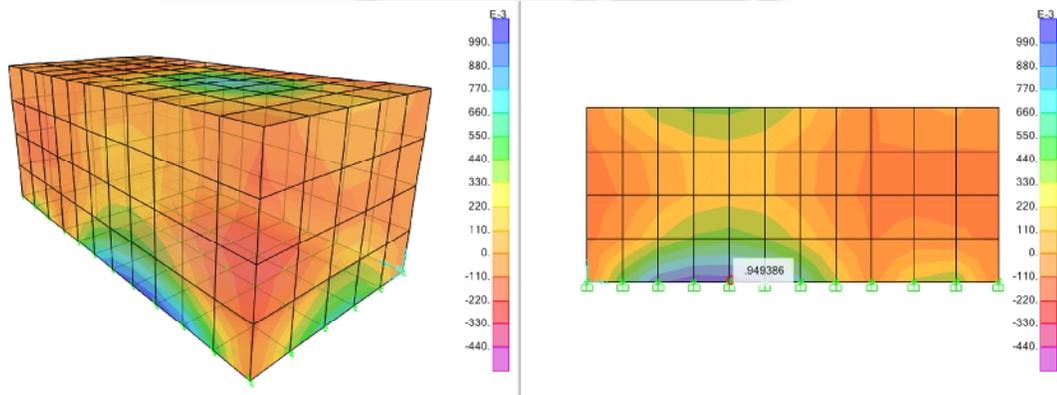


FIGURA N°121 Diagrama de Momento Flector del Muro de Cisterna a Diseñar.

$$K_u = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{0.95}{100 \times 17^2} = 3.28$$

$$K_u \quad \rho \quad \rho = 0.0009$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 1.53 \text{ cm}^2$$

Para estructuras retenedoras de líquido, se debe cumplir que la cuantía mínima para refuerzo horizontal es de 0.0028, para garantizar que no habrá fisuras con anchos que superen los permitidos:

$$A_{s_{min}} = 0.0028 \cdot b \cdot h = 0.0028 \times 100 \times 17$$

$$A_{s_{min}} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Notamos que el acero mínimo requerido supera largamente el requerido por flexión, se toma en cuenta el mayor.

Consideramos barras de 1/2" y tenemos un espaciamiento de:

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{1.27}{4.76} \times 100 = 26.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán 2 mallas de 1/2"@ 20 cm, en ambas caras de los muros laterales 1 (ML-01) y muros laterales 2 (ML-02).

Diseño por Corte.

El diagrama de fuerza cortante se muestra a continuación, realizado con el programa SAP2000.

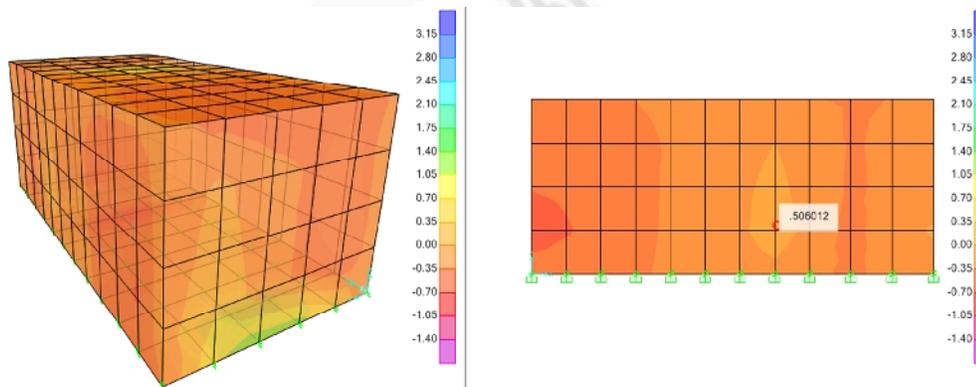


FIGURA N°122 Diagrama de Fuerza Cortante del Muro de Cisterna a Diseñar.

Al igual que en los muros de contención, los muros de la cisterna no llevan estribos, por tanto la resistencia al corte debe ser evaluada considerando únicamente el aporte del concreto.

El peralte efectivo considerando 3 cm de recubrimiento es $d = 17\text{cm}$. Calculamos la resistencia de diseño por corte V_c tenemos:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$
$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$
$$V_c = 11.10 \text{ ton.}$$

Observamos que el valor de del cortante del programa es $V_u = 0.51 \text{ ton}$, notamos que la resistencia de diseño V_c satisface los requerimientos de V_u . Por lo tanto se cumple que: $V_c > V_u$

6.7.3.2 Diseño de la losa de Techo de la Cisterna.

Se asignará un espesor de 20 cm a la losa de techo de la cisterna y se modelará como simplemente apoyada en sus cuatro lados. Para el techo de la cisterna se empleará diseño por resistencia.

Metrado de Cargas:

- Peso propio = $0.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.48 \text{ ton/m}^2$
- Sobrecarga o Carga Viva = 0.20 ton/m^2

Amplificación de Carga:

$$CM = 0.48 \text{ ton/m}^2 \quad CV = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$W_u = 1.01 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis se obtuvo el siguiente diagrama de momento flector por 1m de ancho de muro para ambos sentidos.

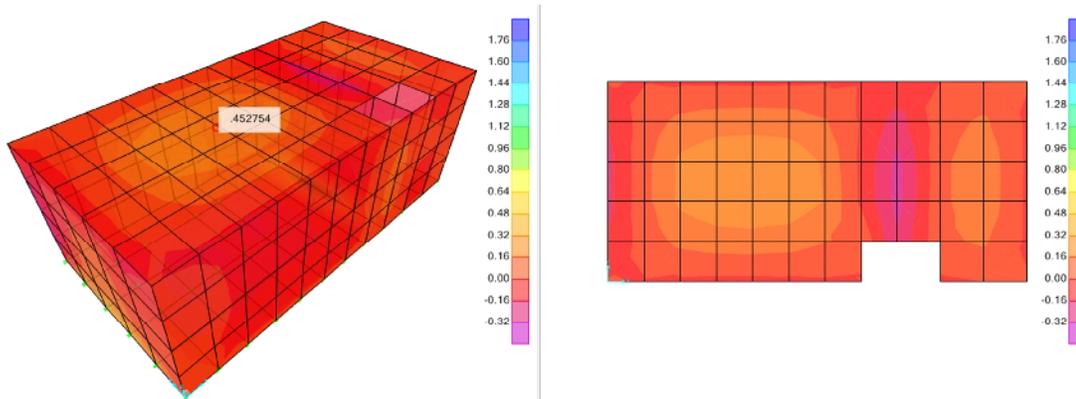


FIGURA N°123 Diagrama de Momento Flector del Techo de Cisterna.

Con ayuda del programa SAP2000 observamos que el mayor momento M_u es 0.45 ton/m. calculando el acero requerido por flexión tenemos:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.45}{100 \times 17^2} = 1.56$$

$$K_u \quad \rho \quad \rho = 0.0005$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.85 \text{ cm}^2$$

Como ya sabemos, se debe cumplir que la cuantía mínima para refuerzo horizontal es de 0.0028:

$$A_{s_{min}} = 0.0028 \cdot b \cdot h = 0.0028 \times 100 \times 17$$

$$A_{s_{min}} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Notamos que el acero mínimo requerido supera largamente el requerido por flexión, se toma en cuenta el mayor. Consideramos barras de 1/2" y tenemos un espaciamiento de:

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100 = \frac{1.27}{4.76} \times 100 = 26.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán 2 mallas de 1/2" @ 20 cm, en ambas caras del techo de cisterna.

Diseño por Corte.

El diagrama de fuerza cortante se muestra a continuación, realizado con el programa SAP2000.

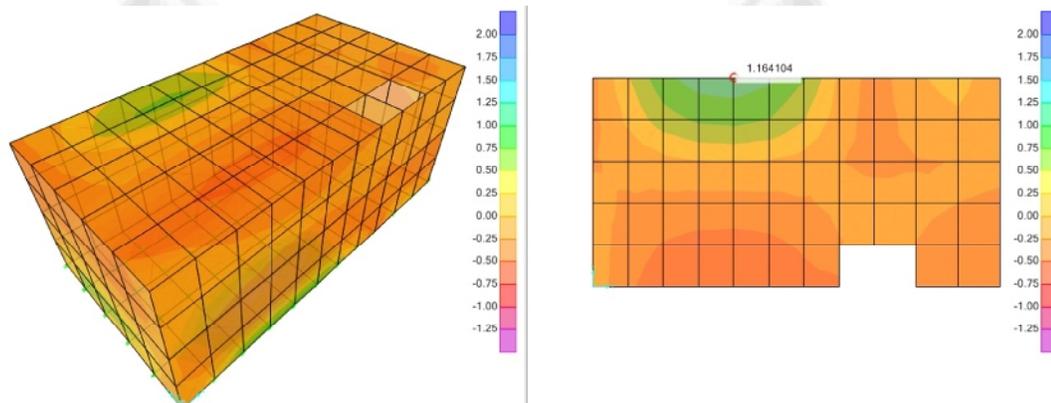


FIGURA N°124 Diagrama de Fuerza Cortante del Techo de Cisterna.

El peralte efectivo considerando 3 cm de recubrimiento es $d = 17\text{cm}$. Calculamos la resistencia de diseño por corte V_c tenemos:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times 210 \times 100 \times 17$$

$$V_c = 11.10 \text{ ton.}$$

Observamos que el valor del cortante del programa es $V_u = 1.16 \text{ ton}$, notamos que la resistencia de diseño V_c satisface los requerimientos de V_u . Por lo tanto se cumple que: $V_c > V_u$

6.7.3.3 Diseño de la losa de fondo de la Cisterna.

Se consideró un espesor de losa de 20 cm, debiendo considerarse las cargas que actúan sobre ella, el peso propio del tanque y el peso del agua.

La losa de fondo esta íntegramente apoyada sobre el terreno, debido a ello los esfuerzos de flexión son mínimos, por consiguiente; solo se diseñará por cuantía mínima.

$$A_{s_{min}} = 0.0028 \cdot b \cdot h = 0.0028 \times 100 \times 17$$

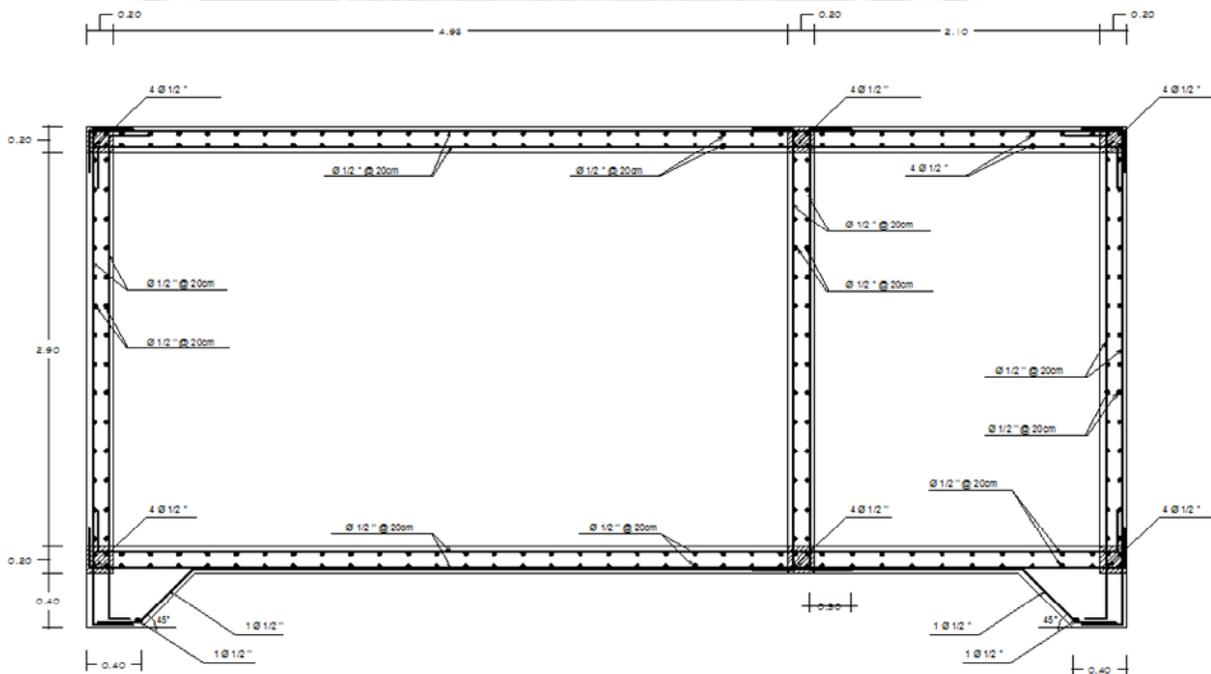
$$A_{s_{min}} = 4.76 \text{ cm}^2$$

. Consideramos barras de 1/2" y tenemos un espaciamiento de:

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100 = \frac{1.27}{4.76} \times 100 = 26.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán 2 mallas de 1/2"@ 20 cm, en ambas caras de la losa de fondo de la cisterna.

A continuación se muestra uno de los cortes de la cisterna mostrando el armado del refuerzo.



CORTE 1-1

ESC: 1/25

FIGURA N°125 Corte de la Cisterna, Mostrando el Armado Final del Refuerzo.

CAPÍTULO Nº 07: COSTOS, PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DEL CASCO

GRIS.

7.1 COSTOS Y PRESUPUESTOS:

Según el Capítulo 09 de la Norma E.060, los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias por lo menos iguales a las requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma.

Luego del análisis estructural y posterior diseño del presente proyecto, se realizó el presupuesto de la obra; para cuantificar el costo de la obra.

7.1.1 Introducción Metrados:

El Metrado es el conjunto ordenado de datos obtenidos o logrados mediante lecturas acotadas, preferentemente, y excepcionalmente con lecturas a escala. Los Metrados se realizan con el objeto de calcular la cantidad de obra a realizar y que al ser multiplicado por el respectivo costo unitario y sumado nos darán el costo directo.

Se recomienda que antes de realizar los metrados de cualquier edificación, es necesario estudiar minuciosamente los planos y las especificaciones técnicas correspondientes, el estudio facilitará el trabajo y evitara interpretaciones erróneas.

El orden es importante y fundamental, si el metrado se realiza ordenadamente, la probabilidad de incurrir en errores será definitivamente menor.

Las hojas de los metrado serán numeradas. De la lectura de los planos, hallamos el metrado correspondiente al acero, concreto y encofrado de nuestra edificación.

(Anexo 3)

7.1.2 Análisis de Costos Unitarios:

El análisis de precio unitario es el costo de una actividad por unidad de medida escogida. Usualmente se compone de una valoración de los materiales, la mano de obra, equipos y herramientas.

La integración del precio unitario se determina por los costos directos (costo real de la obra), y el factor de sobre costo (costos indirectos, financiamiento, utilidad y cargos adicionales), una vez, obtenidos todos los montos de los conceptos de trabajo se obtiene el presupuesto de obra.

La elaboración de los costos unitarios, se realizó con ayuda del programa S-10, teniendo en consideración las partidas recomendadas por el reglamento de Metrados que interviene en una edificación de este tipo. (**Anexo 4**)

7.1.3 Presupuesto de la Obra:

La elaboración del presupuesto, se realizó con ayuda del programa S-10, teniendo en consideración las partidas recomendadas por el reglamento de Metrados que interviene en una edificación de este tipo. Los precios de las partidas se consideran los rendimientos de mano de obra y costos de materiales con información actual del mercado.

De acuerdo a las tareas dentro del proceso constructivo de la obra, las partidas se dividen en partidas de primer, segundo, tercer y cuarto orden respectivamente, que indicaran así mismo, a medida que se varíe de orden, mayor precisión del trabajo a efectuarse. La ingeniería civil se caracteriza por tener varios campos de acción, donde el rubro de edificaciones se caracteriza por tener gran cantidad de partidas, lo que hace que su planificación y proceso constructivo sea más minucioso y tedioso.

A continuación se muestran el presupuesto de la obra con las partidas utilizadas en nuestro proyecto. (**Anexo 5**).

7.2 PROGRAMACIÓN DE CASCO GRIS:

La programación de obra se realizará utilizando el programa MS Project, una vez conocidas las partidas del presupuesto y sus metrados, de tal forma que podemos obtener el tiempo que tardará el proceso constructivo del proyecto. (**Anexo 6**)

7.2.1 Diagrama de Gantt:

Es una herramienta que se emplea para planificar y programar tareas a lo largo de un período determinado de tiempo. Gracias a una fácil y cómoda visualización de las acciones a realizar, permite realizar el seguimiento y control del progreso de cada una de las etapas de un proyecto. Reproduce gráficamente las tareas, su duración y secuencia, además del calendario general del proyecto y la fecha de finalización prevista.

Gracias al diagrama de Gantt, es posible una monitorización clara del progreso para descubrir con facilidad los puntos críticos, los períodos de inactividad y para calcular los retrasos en la ejecución. De este modo, ayuda a prever posibles costes sobrevenidos y permite reprogramar las tareas de acuerdo a las nuevas condiciones.

Finalmente, cabe decir que por su sencillez, facilidad de uso y bajo coste, se emplea con mucha frecuencia en pequeñas y medianas empresas. En el (**Anexo 6**) observaremos el diagrama de Gantt para nuestro proyecto.

CONCLUSIONES

1. El uso de programas para analizar edificios debe ir acompañado de un buen criterio para elaborar el modelo y una adecuada interpretación de los resultados. No es conveniente confiar totalmente en los resultados que arrojan dichos programas, sino que estos deben ser sometidos a un escrutinio por parte del diseñador, para comprobar que no se considere algún resultado incoherente o erróneo, y por consiguiente, realizar un diseño deficiente.
2. En el Capítulo 2, referente al predimensionamiento de elementos estructurales, se estudiaron algunos métodos empíricos. Sin embargo estas dimensiones deben verificarse de todas maneras en el análisis sísmico y en el diseño en sí. Por ejemplo, debe verificarse que la rigidez lateral brindada por las columnas y placas controle los desplazamientos adecuadamente, o que las dimensiones de las vigas cumplan con el control del fisuramiento en condiciones de servicio, entre otras verificaciones.
3. La estructura del presente proyecto se realizó siguiendo los criterios aprendidos en los cursos de Análisis Estructural y Concreto Armado; dicha estructura está conformada básicamente por muros estructurales de concreto armado (placas) y pórticos, que están interconectados por vigas de peraltes importantes, así como por losas aligeradas bidireccionales, que actúan como diafragmas horizontales rígidos. Para este caso particular, los muros estructurales son los elementos que aportan casi el total de la resistencia lateral de la edificación ante solicitaciones sísmicas. Asimismo, la utilización de las losas aligeradas bidireccionales, asegura la compatibilidad de desplazamientos laterales entre los distintos pórticos que conforman la estructura del edificio.

4. Las vigas se predimensionaron cumpliendo la relación $L_n/12$ y $L_n/10$ y las columnas se predimensionaron sólo para fuerzas axiales. Esto permitió tener cuantías de acero moderadas con lo cual se obtuvo menos congestión de acero.
5. De acuerdo a lo indicado por la Norma E-030, el peso de la estructura para el análisis sísmico para este caso particular, debe considerarse como la suma total de la carga muerta más el 25% de la sobrecarga. En base a ello, se obtuvo un peso total para la estructura igual a 5,335.10ton.
6. Las losas se modelaron como aligeradas en dos sentidos de 0.25m de espesor en todos los ambientes, fueron modeladas como tipo SLAB (Tipo de losa definida por el programa) y modelado tipo MEMBRANA en el programa ETABS 2015, para que las cargas se puedan distribuir en dos direcciones automáticamente. Para definir el espesor de estas losas en el programa se les consideró un peralte equivalente que incluye el peso del piso terminado. Es decir que para el caso de un aligerado de 0.25 m, se cuenta con el peso propio de 0.42 Ton/m² además del piso terminado 0.10 Ton/m² dando un total de 0.520 Ton/m².
7. Se debe generar los diafragmas rígidos a los distintos niveles, después de estar definida la ubicación de todos los elementos estructurales (columnas, placas, vigas, etc.); al respecto en la norma de albañilería la Norma E.070 nos dice que debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en que las losas actúen como elementos que integren a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

Procurar que las aberturas en las losas sean lo más pequeñas posibles, de no ser posible, la recomendación es colocar vigas chatas de concreto armado.

8. Para nuestra modelación en el programa ETABS 2015 hemos realizado tres chequeos importantes, los cuales son:

- Se verificó que no se produzca torsión en el periodo fundamental (T1), generando un comportamiento adecuado en la estructura.
- Chequeamos que los desplazamientos laterales en “X” y “Y” deberían ser menores a los desplazamientos máximos establecidos en la Tabla N°8 del Artículo N°15 en la Norma E.030, la cual estipula derivas máximas de entrepiso de acuerdo al tipo de material; en nuestro caso al tener como material predominante el concreto armado las derivas deben ser menores a 0.007. El resultado de este chequeo fue exitoso.
- Calculado el peso total de la estructura (P) y remplazado en la fórmula de la fuerza cortante estática total: $V_{est} = \frac{Z.U.S.C}{R} \times P$ debe cumplirse lo señalado en la Norma E.030, Artículo N°18 punto “d”: la fuerza cortante dinámica de la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del de la fuerza cortante estática: $V_{din} \geq 80\% V_{est}$. El resultado de este chequeo fue exitoso.

9. La teoría del análisis estructural afirma que en edificaciones compuestas por placas, no deberían producirse desplazamientos laterales importantes al aplicárseles cargas de gravedad, debido a la gran rigidez lateral que poseen las placas.

10. El análisis bajo cargas de gravedad se llevó a cabo a través del programa ETABS. En el modelo no se incluyeron la escalera, la cisterna por no ser elementos estructurales importantes. Asimismo, pudo comprobarse que las cargas de gravedad no produjeron desplazamientos laterales importantes, debido a que la estructura está compuesta básicamente por placas de concreto armado.

11. Los resultados obtenidos del análisis espectral se escalaron para llegar al 80% de la fuerza cortante estática en la base ya que el edificio calificó como regular.

Los factores de escala fueron 1.45 y 1.12 para XX y YY respectivamente. Esta consideración es importante, ya que si los resultados del análisis dinámico son mucho menores que los del estático, se estaría restando margen de seguridad al diseño.

12. El uso de sistemas aporticados en edificios altos no es conveniente. La Norma especifica una serie de requisitos para este tipo de edificios que son muy difíciles de satisfacer (uniones tipo columna fuerte – viga débil, fuerzas cortantes considerando la capacidad amplificada por 1.25), además el límite de 7% dispuesto para la deriva será difícil de cumplir debido a la alta flexibilidad que presentan las columnas. Por lo tanto en edificios altos siempre se debe considerar el uso de placas, usando las columnas sólo como elementos complementarios.
13. Para cualquier elemento estructural, su resistencia real debe ser lo suficientemente elevada para resistir, siempre con un margen de reserva, todas las cargas previsible que pueden actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, evitando que se presente su falla o cualquier otro inconveniente que pueda poner en riesgo la estabilidad global de la estructura.
14. En el diseño de las columnas se aprecia que los valores de los momentos flectores son muy bajos, predominando el comportamiento a compresión. Esto se debe a la inclusión de grandes placas en ambos sentidos que soportan los esfuerzos de corte del sismo, que a su vez son los causantes de la flexión en las columnas.
15. En la mayoría de vigas, las cargas de gravedad gobernaron el diseño, salvo el caso de las vigas “T” (ubicada a lo largo de eje 1 y a de forma parcial e el eje C) que tienen una alta responsabilidad sísmica.

16. La metodología seguida para el cálculo de las estructuras ha sido en base al diseño por resistencia. No obstante, para el diseño por cortante de las vigas, columnas y placas se utilizó el diseño por capacidad. De este modo se asegura que estos elementos fallen primero por flexión (falla dúctil) y no por cortante (falla frágil). La falla dúctil permite una redistribución de momentos sin que colapse el elemento; por el contrario, la falla frágil produce el colapso del elemento.
17. Se pudo observar que el refuerzo mínimo por temperatura gobierna el diseño en los muros de sótano, debido a que solo se tiene un sótano, y por consiguiente, las alturas del suelo que ejercen el empuje activo no son considerables. Lo mismo sucede en el diseño de la escalera, ya que el edificio no presenta escaleras con luces importantes.
18. Asimismo, dado que nuestro país se encuentra ubicado dentro de una zona de alta sismicidad, es necesario incluir en las hipótesis de diseño, las combinaciones de carga que incluyan los efectos de sismo. Esto se llevó a cabo en todos los casos analizados, exceptuando el diseño de losas aligeradas, así como las vigas; los cuales son elementos que trabajan bajo la acción de cargas de gravedad y peso propio.
19. La cimentación del edificio recibe grandes momentos y cargas axiales a través de los muros de corte, en especial de la placa P-12, que es la placa situada en el ascensor, los momentos flectores y fuerzas cortantes obtenidas debidas a sismo fueron bastante elevadas para el caso de las placas. Por ello, el tamaño de las cimentaciones resultó grande, a pesar de contar con un buen suelo, al estar tan cerca las bases de todas nuestras estructuras, la solución general fue el uso de una platea de cimentación.

20. Es necesario recalcar que el proceso constructivo utilizado para la construcción del edificio debe llevarse a cabo mediante un control técnico calificado y una adecuada supervisión. Es indispensable que tanto el ingeniero residente como los profesionales encargados del suministro del concreto conozcan el comportamiento del mismo, pues se sabe que el mezclado, transporte, colocación y curado del concreto son operaciones que influyen directamente en su calidad.
21. El costo de la edificación elaborado para las partidas referidas a la parte estructural asciende a la suma de S/. 4,024, 203.24 (CUATRO MILLONES VEINTICUATRO MIL DOSCIENTOS TRES CON 24/100 Nuevos Soles), que incluyen gastos generales, utilidad e IGV.
22. El proyecto tiene un tiempo estimado de duración de 184 días hábiles.

RECOMENDACIONES

1. Es importante coordinar la configuración arquitectónica de toda la edificación con el sistema estructural, para que se permita un adecuado comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas.
2. En caso de necesitar leves modificaciones a los planos de arquitectura por motivos de estabilidad estructural o constructibilidad, es necesario tener una buena comunicación con el arquitecto proyectista.
3. La especificación de todos los detalles que se crea conveniente en los planos de estructuras, es de vital importancia, ya que el constructor deberá basarse en ellos y una omisión podría llevar a un error constructivo. Además el proyectista debe considerar que el diseño que realiza debe ser “construible”, y evitar por ejemplo, especificar más de tres diámetros diferentes de barras en un solo elemento o especificar elementos con gran congestión de refuerzo.
4. La resistencia a la flexión debe ser mayor en las columnas que en las vigas que forman un nudo; para que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, generando estabilidad y redistribución de momentos en la estructura ante una sollicitación sísmica.
5. Es recomendable estandarizar el diseño de los elementos estructurales, con la finalidad de facilitar el diseño y construcción de los mismos.
6. El uso de plateas de cimentación es ventajoso cuando el área necesaria de zapatas es mayor al 50% del área destinada a la cimentación.
7. En el diseño de las paredes del taque cisterna, se debe considerar el estado más desfavorable, el cual se produce cuando este se encuentra completamente vacío.

8. Cuando se tienen edificaciones que tienen área y altura considerable es probable tener que proyectar cisternas de gran volumen lo que podrá complicar la cimentación y afectar el comportamiento estructural del edificio por lo tanto si se cuenta con espacio suficiente es mejor proyectarlos a un costado de la edificación.
9. En edificios altos es importante proyectar muros de corte de suficiente longitud para rigidizar en ambos sentidos al edificio para que este tenga desplazamientos laterales dentro de lo permitido según el RNE.
10. La diferencia económica entre 1m^3 de concreto $f'c=210\text{kgf/cm}^2$ y uno de $f'c=280\text{kgf/cm}^2$ no es muy grande si consideramos también los beneficios del concreto de mayor resistencia.
11. Respecto a los costos se recomienda que se tenga una línea de costo por m^2 , que nos dará un índice para futuros presupuestos de similares características.
12. Se recomienda hacer un estudio de suelos detallado sobre todo en el caso se tenga demasiados desniveles en la estructura.
13. Para que un proyecto se lleve a cabo satisfactoriamente, es necesario que haya una supervisión rigurosa que asegure un correcto cumplimiento de las especificaciones técnicas, además de un diseño estructural adecuado.

BIBLIOGRAFIA

- BLANCO, Antonio.
1994 *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. 2da edición. Lima – Perú. Colegio de Ingenieros del Perú.

- BLANCO, Antonio.
1999 *Diseño y Construcción de Cimentaciones*. 2da edición. Lima – Perú. Colegio de Ingenieros del Perú.

- MUÑOZ, Alejandro.
2003 *Ingeniería Sismorresistente*. 2da edición. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú

- OTTAZZI, Gianfranco.
2006 *Diseño en Concreto Armado*. 1ra edición. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.

- CALAVERA, José.
1992 *Cálculo estructuras de cimentación – 4ta Edición - INTEMAC*.

- CSICOL
V8.3.1, ANÁLISIS REFERENCE MANUAL, CSI, Berkeley California, 2005.

- FERNÁNDEZ C. Carlos.
2000 *Análisis y Diseño de Escaleras*, Lima – Perú. Editorial Ciencias

- HARMSEN, Teodoro.
2005 *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, Lima – Perú. Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú

- HUERTA A. Guillermo.
2007 *Programación de Obras con MS PROJET*, Lima – Perú. Editado por fondo editorial ICG.

- MORALES M. Roberto-
2006 *Diseño en Concreto Armado*, Lima – Perú.
Editado por fondo editorial ICG.

- RAMOS S. Jesús.,
2003 *Costos y Presupuestos en Edificaciones*, Lima – Perú.
CAPECO.

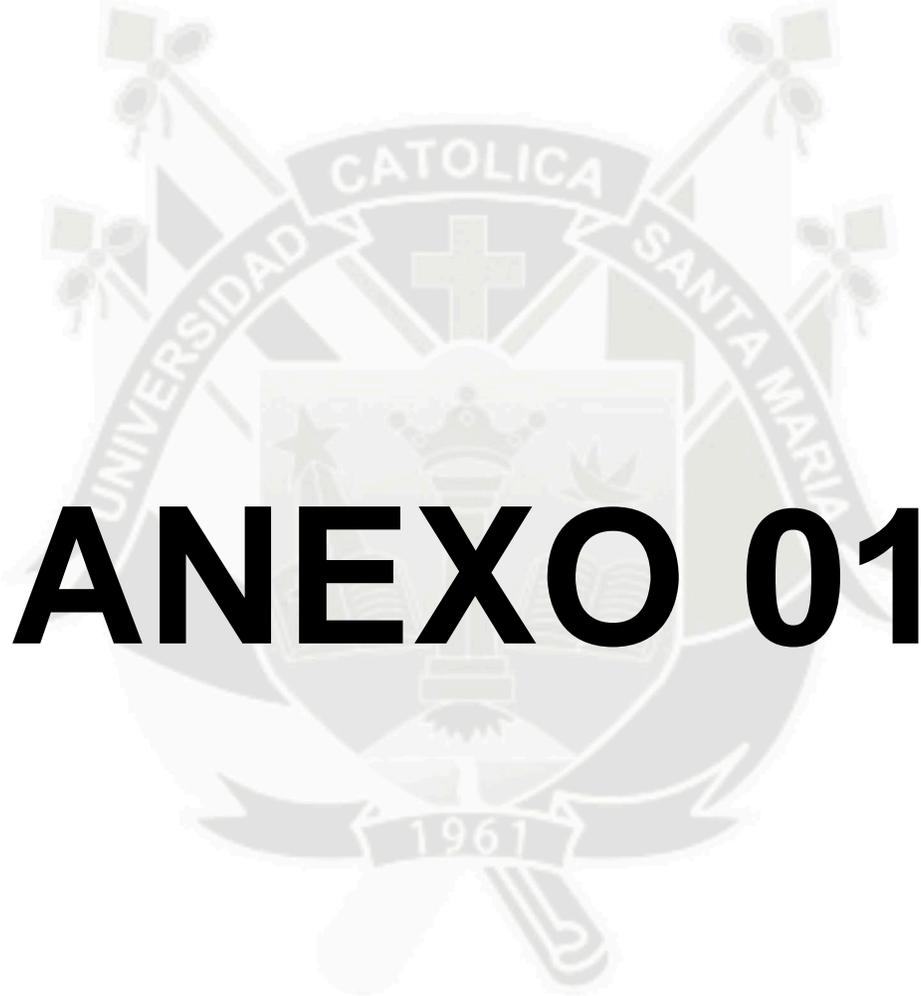
- 1994 *Reglamento de Metrados para Obras de Edificación*, Lima – Perú.
CAPECO.

- 2003 *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima – Perú.
CAPECO.

- SAP 2000 V17.0.0,
2007 *Analysis Reference Manual*, CSI - Berkeley California.

- APUNTES de Clases de los Cursos.
Análisis Estructural, Concreto Armado 1, 2.

- NORMAS TÉCNICAS Peruanas de Estructuras.
Edición actualizada a Noviembre del 2014. Lima – Perú.



ANEXO 01

PESOS PROPIOS

1. PESO PROPIO DE VIGAS POR NIVEL

1.1 PESO PROPIO VIGAS ESTACIONAMIENTO (SOTANO):

ESTACIONAMIENTO (SOTANO)						
UBICACIÓN	TIPO VIGA	ANCHO	ALTO	LONGITUD	C°A°	PESO (CM)
		m	m	m	Tn/m3	Tn
EJE 01	V1	0.30	0.70	3.84	2.40	1.94
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
EJE 02	V1	0.30	0.70	3.56	2.40	1.79
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 2 Y 3	VCH	0.20	0.25	3.36	2.40	0.40
	VCH	0.20	0.25	7.45	2.40	0.89
	VCH	0.20	0.25	7.6	2.40	0.91
EJE 03	V1	0.30	0.70	3.17	2.40	1.60
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 3 Y 4	V2	0.25	0.40	7.6	2.40	1.82
	V2	0.25	0.40	4.71	2.40	1.13
	V2	0.25	0.40	5.78	2.40	1.39
	V2	0.25	0.40	3.92	2.40	0.94
EJE 04	V1	0.30	0.70	2.89	2.40	1.46
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75

EJE E	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35
	V1	0.30	0.70	6.71	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35
EJE D	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE C	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
ENTRE EJE C Y B	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	0.75	2.40	0.18
EJE B	V1	0.30	0.70	2.52	2.40	1.27
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE A	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.4	2.34
					TOTAL	102.33

1.2 PESO PROPIO VIGAS 1ER NIVEL:

1ER PISO						
UBICACIÓN	TIPO VIGA	ANCHO	ALTO	LONGITUD	C°A°	PESO (CM)
		m	m	m	Tn/m3	Tn
EJE 01	V1	0.30	0.70	3.84	2.4	1.94
	V1	0.30	0.70	7.45	2.4	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.4	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.4	3.75
ENTRE E1E 1 Y2	VCH	0.20	0.25	7.6	2.4	0.91
EJE 02	V1	0.30	0.70	3.56	2.40	1.79
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 2 Y 3	VCH	0.20	0.25	3.36	2.40	0.40
	VCH	0.20	0.25	7.45	2.40	0.89
	VCH	0.20	0.25	7.6	2.40	0.91
EJE 03	V1	0.30	0.70	3.17	2.40	1.60
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 3 Y 4	V2	0.25	0.40	7.6	2.40	1.82
	V2	0.25	0.40	4.71	2.40	1.13
	V2	0.25	0.40	5.78	2.40	1.39
	V2	0.25	0.40	3.92	2.40	0.94
EJE 04	V1	0.30	0.70	2.89	2.40	1.46
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
EJE E	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35
	V1	0.30	0.70	6.71	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35

EJE D	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE C	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
ENTRE EJE C Y B	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	0.75	2.40	0.18
EJE B	V1	0.30	0.70	2.52	2.40	1.27
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE A	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.4	2.34
					TOTAL	103.24

1.3 PESO PROPIO VIGAS 2DO. 4TO, 6TO, 8VO NIVEL:

2DO 4TO 6TO 8VO - PISO						
UBICACIÓN	TIPO VIGA	ANCHO	ALTO	LONGITUD	C°A°	PESO (CM)
		m	m	m	Tn/m3	Tn
EJE 01	V1	0.30	0.70	3.84	2.4	1.94
	V1	0.30	0.70	7.45	2.4	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.4	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.4	3.75
ENTRE E1E 1 Y2	VCH	0.20	0.25	7.6	2.4	0.91
EJE 02	V1	0.30	0.70	3.56	2.40	1.79
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 2 Y 3	VCH	0.20	0.25	3.36	2.40	0.40
	VCH	0.20	0.25	7.45	2.40	0.89
	VCH	0.20	0.25	7.6	2.40	0.91
EJE 03	V1	0.30	0.70	3.17	2.40	1.60
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 3 Y 4	V2	0.25	0.40	7.6	2.40	1.82
	V2	0.25	0.40	4.71	2.40	1.13
	V2	0.25	0.40	5.78	2.40	1.39
	V2	0.25	0.40	3.92	2.40	0.94
EJE 04	V1	0.30	0.70	2.89	2.40	1.46
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
EJE E	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35
	V1	0.30	0.70	6.71	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35

EJE D	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE C	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
ENTRE EJE C Y B	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	0.75	2.40	0.18
EJE B	V1	0.30	0.70	2.52	2.40	1.27
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE A	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.4	2.34
TOTAL					103.24	

1.4 PESO PROPIO VIGAS 3RO, 5TO, 7MO, 9NO NIVEL:

3ER 5TO 7MO 9NO - PISO						
UBICACIÓN	TIPO VIGA	ANCHO	ALTO	LONGITUD	C°A°	PESO (CM)
		m	m	m	Tn/m3	Tn
EJE 01	V1	0.30	0.70	3.84	2.4	1.94
	V1	0.30	0.70	7.45	2.4	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.4	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.4	3.75
ENTRE E1E 1 Y2	VCH	0.20	0.25	7.6	2.4	0.91
EJE 02	V1	0.30	0.70	3.56	2.40	1.79
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 2 Y 3	VCH	0.20	0.25	3.36	2.40	0.40
	VCH	0.20	0.25	7.45	2.40	0.89
	VCH	0.20	0.25	7.6	2.40	0.91
EJE 03	V1	0.30	0.70	3.17	2.40	1.60
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
ENTRE EJE 3 Y 4	V2	0.25	0.40	7.6	2.40	1.82
	V2	0.25	0.40	4.71	2.40	1.13
	V2	0.25	0.40	5.78	2.40	1.39
	V2	0.25	0.40	3.92	2.40	0.94
EJE 04	V1	0.30	0.70	2.89	2.40	1.46
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
	V1	0.30	0.70	7.6	2.40	3.83
	V1	0.30	0.70	7.45	2.40	3.75
EJE E	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35
	V1	0.30	0.70	6.71	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.66	2.40	2.35

EJE D	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE C	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
ENTRE EJE C Y B	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	4.65	2.40	1.12
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	2.13	2.40	0.51
	V2	0.25	0.40	0.75	2.40	0.18
EJE B	V1	0.30	0.70	2.52	2.40	1.27
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
EJE A	V1	0.30	0.70	4.65	2.40	2.34
	V1	0.30	0.70	6.7	2.40	3.38
	V1	0.30	0.70	4.65	2.4	2.34
TOTAL					103.24	

2. PESO PROPIO DE PLACAS POR NIVEL

2.1 PESO PROPIO PLACAS ESTACIONAMIENTO (SOTANO):

PISO	PLACAS	Área	h	Volumen	C°A°	PESO	PESO (CM)
		m2	m	m3	Tn/m3	Tn	Tn
SOTANO	PL-1	1.16	2.90	3.364	2.40	8.07	114.77
	PL-2	0.72	2.90	2.088	2.40	5.01	
	PL-3	1.37	2.90	3.973	2.40	9.54	
	PL-4	0.95	2.90	2.755	2.40	6.61	
	PL-5	0.66	2.90	1.914	2.40	4.59	
	PL-6	0.84	2.90	2.436	2.40	5.85	
	PL-7	1.26	2.90	3.654	2.40	8.77	
	PL-8	0.54	2.90	1.566	2.40	3.76	
	PL-9	1.86	2.90	5.394	2.40	12.95	
	PL-10	0.90	2.90	2.61	2.40	6.26	
	PL-11	0.99	2.90	2.871	2.40	6.89	
	ASC	5.24	2.90	15.20	2.40	36.47	

2.2 PESO PROPIO PLACAS 1ER NIVEL AL 8VO NIVEL:

PISO	PLACAS	Área	h	Volumen	C°A°	PESO	PESO (CM)
		m2	m	m3	Tn/m3	Tn	Tn
1er PISO AL 8vo PISO	PL-1	1.16	2.80	3.248	2.40	7.80	110.81
	PL-2	0.72	2.80	2.016	2.40	4.84	
	PL-3	1.37	2.80	3.836	2.40	9.21	
	PL-4	0.95	2.80	2.66	2.40	6.38	
	PL-5	0.66	2.80	1.848	2.40	4.44	
	PL-6	0.84	2.80	2.352	2.40	5.64	
	PL-7	1.26	2.80	3.528	2.40	8.47	
	PL-8	0.54	2.80	1.512	2.40	3.63	
	PL-9	1.86	2.80	5.208	2.40	12.50	
	PL-10	0.90	2.80	2.52	2.40	6.05	
	PL-11	0.99	2.80	2.772	2.40	6.65	
	ASC	5.24	2.80	14.672	2.40	35.21	

2.3 PESO PROPIO 9NO NIVEL:

PISO	PLACAS	Área	h	Volumen	C°A°	PESO	PESO (CM)
		m2	m	m3	Tn/m3	Tn	Tn
9no PISO	PL-1	1.16	1.40	1.624	2.40	3.90	55.41
	PL-2	0.72	1.40	1.008	2.40	2.42	
	PL-3	1.37	1.40	1.918	2.40	4.60	
	PL-4	0.95	1.40	1.33	2.40	3.19	
	PL-5	0.66	1.40	0.924	2.40	2.22	
	PL-6	0.84	1.40	1.176	2.40	2.82	
	PL-7	1.26	1.40	1.764	2.40	4.23	
	PL-8	0.54	1.40	0.756	2.40	1.81	
	PL-9	1.86	1.40	2.604	2.40	6.25	
	PL-10	0.90	1.40	1.26	2.40	3.02	
	PL-11	0.99	1.40	1.386	2.40	3.33	
	ASC	5.24	1.40	7.336	2.40	17.61	
						TOTAL	1056.68



ANEXO 02

RESUMEN DE METRADOS

Proyecto: "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"

Universidad: Universidad Católica de Santa María.

Arequipa, Arequipa - Cercado.

Fecha Presupuesto: Julio -2016

DESCRIPCION	Und	METRADO
A. OBRAS PROVISIONALES		
1. OBRAS PROVISIONALES		
<i>1.1 Construcciones Provisionales</i>		
Almacen de obra	mes	4.00
Caseta de guardianía	mes	4.00
Vestuarios	mes	4.00
Servicios Higienicos	mes	4.00
Cerco Perimétrico	ml	85.00
Cartel de Obra	und	1.00
2. TRABAJOS PRELIMINARES		
Limpieza de Terreno	m2	427.76
Trazo y replanteo de inicio de obra	m2	427.76
Trazo y replanteo durante la obra	mes	4.00
Mobilización y desmovilización de equipo	glb	1.00
B. ESTRUCTURAS		
1. MOVIMIENTO DE TIERRAS		
Nivelación del terreno interior-Apisonado manual	m2	501.27
Excavación masiva para platea de cimentación	m3	1368.47
Relleno compactado manual con material propio	m3	789.50
Eliminación de material excedente de excavación	m3	578.97
2. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
<i>2.1 Solado para Platea de cimentación</i>		
Concreto	m3	501.27
<i>2.2 Falso piso</i>		
Concreto	m3	21.36
3. OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
<i>3.1 Platea de cimentación $f'c=280\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	400.19
Acero	kg	41648.35
<i>3.2 Muros de contención $f'c=280\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	33.30
Encofrado y desencofrado	m2	222.03
Acero	kg	5901.31
<i>3.3 Techo de estacionamiento</i>		
<i>3.3.1 Columnas $f'c=280\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	9.84
Encofrado y desencofrado	m2	72.60
Acero	kg	3037.91
<i>3.3.2 Placas o muro de corte $f'c=280\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	47.09
Encofrado y desencofrado	m2	326.88
Acero	kg	8029.14
<i>3.3.3 Vigas $f'c=210\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	29.49
Encofrado y desencofrado	m2	45.22
Acero	kg	4279.50
<i>3.3.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c=210\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	42.53
Encofrado y desencofrado	m2	348.62
Acero	kg	2111.11
<i>3.3.5 Escaleras $f'c=210\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.4. Primer Nivel		
<i>3.4.1 Columnas $f'c=280\text{kg/cm}^2$</i>		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51

DESCRIPCION	Und	METRADO
3.4.2 Placas o muro de corte $f'c = 280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.4.3 Vigas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	31.55
Encofrado y desencofrado	m2	68.10
Acero	kg	5007.00
3.4.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	40.49
Encofrado y desencofrado	m2	331.90
Acero	kg	1963.83
3.4.5 Escaleras $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.5 Segundo Nivel		
3.5.1 Columnas $f'c = 280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.5.2 Placas o muro de corte $f'c = 280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.5.3 Vigas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	31.61
Encofrado y desencofrado	m2	57.06
Acero	kg	5195.29
3.5.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	39.64
Encofrado y desencofrado	m2	324.90
Acero	kg	2109.29
3.5.5 Escaleras $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.6 Tercer Nivel		
3.6.1 Columnas $f'c = 280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.6.2 Placas o muro de corte $f'c = 280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.6.3 Vigas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	31.55
Encofrado y desencofrado	m2	66.29
Acero	kg	5218.95
3.6.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	40.49
Encofrado y desencofrado	m2	331.90
Acero	kg	1963.83
3.6.5 Escaleras $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.7 Cuarto Nivel		
3.7.1 Columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.7.2 Placas o muro de corte $f'c = 280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46

DESCRIPCION	Und	METRADO
3.7.3 Vigas $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	31.67
Encofrado y desencofrado	m2	48.99
Acero	kg	5233.05
3.7.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	39.64
Encofrado y desencofrado	m2	324.90
Acero	kg	2109.29
3.7.5 Escaleras $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.8 Quinto Nivel		
3.8.1 Columnas $f'c=210 kg/cm^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.8.2 Placas o muro de corte $f'c=280kg/cm^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.8.3 Vigas $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	31.55
Encofrado y desencofrado	m2	57.89
Acero	kg	5302.91
3.8.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	40.49
Encofrado y desencofrado	m2	331.90
Acero	kg	1963.83
3.8.5 Escaleras $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.9 Sexto Nivel		
3.9.1 Columnas $f'c=210 kg/cm^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.9.2 Placas o muro de corte $f'c=280kg/cm^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.9.3 Vigas $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	31.67
Encofrado y desencofrado	m2	53.13
Acero	kg	5244.26
3.9.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	39.64
Encofrado y desencofrado	m2	324.90
Acero	kg	2109.29
3.9.5 Escaleras $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.10 Séptimo Nivel		
3.10.1 Columnas $f'c=210 kg/cm^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.10.2 Placas o muro de corte $f'c=280kg/cm^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.10.3 Vigas $f'c=210kg/cm^2$		
Concreto	m3	31.55
Encofrado y desencofrado	m2	53.27
Acero	kg	4965.94

DESCRIPCION	Und	METRADO
3.10.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	40.01
Encofrado y desencofrado	m2	327.96
Acero	kg	2092.30
3.10.5 Escaleras $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.11 Octavo Nivel		
3.11.1 Columnas $f'c=210\text{ kg/cm}^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.11.2 Placas o muro de corte $f'c=280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.11.3 Vigas $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	31.67
Encofrado y desencofrado	m2	59.19
Acero	kg	4990.04
3.11.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	40.25
Encofrado y desencofrado	m2	329.90
Acero	kg	2157.00
3.11.5 Escaleras $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	19.22
Encofrado y desencofrado	m2	59.52
Acero	kg	780.94
3.12 Nono Nivel		
3.12.1 Columnas $f'c=210\text{ kg/cm}^2$		
Concreto	m3	9.18
Encofrado y desencofrado	m2	67.76
Acero	kg	2816.51
3.12.2 Placas o muro de corte $f'c=280\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	43.95
Encofrado y desencofrado	m2	305.09
Acero	kg	7194.46
3.12.3 Vigas $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	31.39
Encofrado y desencofrado	m2	61.80
Acero	kg	4364.58
3.12.4 Losas aligeradas bidireccional $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	40.86
Encofrado y desencofrado	m2	334.90
Acero	kg	2136.79
3.12.5 Cisterna $f'c=210\text{kg/cm}^2$		
Concreto	m3	209.59
Encofrado y desencofrado	m2	465.84
Acero	kg	8022.48
4. MUROS Y TABIQUES DE ALBANILERIA		
Muros de albañilería de soga	m2	2959.87
C. ARQUITECTURA		
1. REVOQUES Y ENLUCIDOS		
Tarrajeos en interiores	m2	2071.91
Tarrajeos en exteriores	m2	887.96
Tarrajeo de columnas	m2	682.44
Tarrajeo de vigas	m2	827.60
Vestidura de derrames de 15 cm	m2	39.06
2. REVESTIMIENTOS		
Revestimiento en escaleras de concreto frotachado.	m2	535.68
3. VARIOS		
Limpieza general	m2	3849.84

The background features a large, faint watermark of the University of Santa María logo. The logo is circular and contains a central shield with a crown on top, a cross, and a star. The shield is flanked by two palm trees. The text 'UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA' is written around the top of the circle, and '1961' is written on a banner at the bottom. The shield itself contains the text 'UNIVERSIDAD CATOLICA' at the top, 'SANTA MARIA' on the right, and '1961' at the bottom.

ANEXO 03

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA **Costo a : Julio - 2016**

Partida	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Rend:
01.01		ALMACEN DE OBRA						- MES/DIA
		Materiales						
	12 07994	CONTAINER	M2		24.0000	99.00	2,376.00	
							2,376.00	
								Costo unitario por MES : 2,376.00
01.02		CASETA DE GUARDIANA						15.0000 MES/DIA
		Materiales						
	12 07994	CONTAINER	M2		5.0000	99.00	495.00	
							495.00	
								Costo unitario por MES : 495.00
01.03		VESTUARIOS						15.0000 MES/DIA
		Materiales						
	12 07994	CONTAINER	M2		20.0000	99.00	1,980.00	
							1,980.00	
								Costo unitario por MES : 1,980.00
01.04		BAÑOS QUIMICOS						- MES/DIA
		Equipo						
	29 07059	ALQUILER Y MANTENIMIENTO DE SERVICIOS HIGIENICOS	MES		1.0000	495.00	495.00	
							495.00	
								Costo unitario por MES : 495.00
01.05		CERCO PROVISIONAL						- ML/DIA
		Materiales						
	30 07998	CERCO PERIMETRICO	ML		1.0000	90.00	90.00	
							90.00	
								Costo unitario por ML : 90.00
01.06		CARTEL DE OBRA 4.80x3.60						1.0000 UND/DIA
		Materiales						
	39 00036	CARTEL DE OBRA (4.8x3.6)	UND		1.0000	1,200.00	1,200.00	
							1,200.00	
								Costo unitario por UND : 1,200.00
02.01		LIMPIEZA DEL TERRENO AL INICIO DE LA OBRA						100.0000 m2/DIA
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.0160	26.75	0.43	
	47 00009	PEON	HH	1.000	0.0800	18.25	1.46	
							1.89	
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.89	0.09	
							0.09	
								Costo unitario por m2 : 1.98
02.02		TRAZO Y REPLANTEO INICAL						500.0000 m2/DIA
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0016	26.75	0.04	
	47 00086	TOPOGRAFO	HH	1.000	0.0160	25.75	0.41	
	47 00009	PEON	HH	3.000	0.0480	18.25	0.88	
							1.33	
		Materiales						
	03 07773	VARILLAS DE ACERO 1/2" (0.50M)	und		0.0400	4.16	0.17	
	54 06860	PINTURA ESMALTE	gal		0.0125	25.30	0.32	
							0.49	
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.33	0.07	
	49 07774	ESTACION TOTAL INC PRISMAS Y JALONES TELESCOPICOS	hm	1.000	0.0160	12.00	0.19	
							0.26	
								Costo unitario por m2 : 2.08

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"

Cliente Universidad Católica de Santa María.

Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	02.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA				Rend:	0.5000 mes/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	1.6000	26.75	42.80	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	16.0000	23.47	375.52	
47 00009	PEON	HH	2.000	32.0000	18.25	584.00	
						1,002.32	
Materiales							
03 07773	VARILLAS DE ACERO 1/2" (0.50M)	und		2.0000	4.16	8.32	
54 06860	PINTURA ESMALTE	gal		0.1000	25.30	2.53	
						10.85	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1,002.32	30.07	
48 06864	ESTACION TOTAL	HM	1.000	16.0000	12.00	192.00	
						222.07	
Costo unitario por mes :						1,235.24	
Partida	02.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION				Rend:	- GLB/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Equipo							
32 03691	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB		1.0000	10,000.00	10,000.00	
						10,000.00	
Costo unitario por GLB :						10,000.00	
Partida	03.01.01	NIVELACION Y COMPACTACION DE SUBRASANTE				Rend:	600.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0013	26.75	0.03	
47 00009	PEON	HH	2.000	0.0267	18.25	0.49	
47 00107	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	2.500	0.0333	24.26	0.81	
						1.33	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.33	0.04	
48 07764	CAMION CISTERNA 6X4 (AGUA) 5,000 GAL.	HM	0.500	0.0067	180.00	1.21	
49 00363	MOTONIVELADORA DE 130-135 HP	HM	1.000	0.0133	220.00	2.93	
49 00366	RODILLO LISO VIBR AUTOP 101-135HP 10-12T	HM	1.000	0.0133	200.00	2.66	
						6.84	
Costo unitario por M2 :						8.17	
Partida	03.01.02	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO PESADO				Rend:	250.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	1.000	0.0320	26.75	0.86	
47 00009	PEON	HH	5.000	0.1600	18.25	2.92	
47 00107	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	2.000	0.0640	24.26	1.55	
						5.33	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.33	0.16	
48 07764	CAMION CISTERNA 6X4 (AGUA) 5,000 GAL.	HM	1.000	0.0320	180.00	5.76	
49 07780	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 336 - 268 HP	HM	1.000	0.0320	250.00	8.00	
						13.92	
Costo unitario por M3 :						19.25	
Partida	03.01.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PROPIO				Rend:	74.6000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0107	26.75	0.29	
47 00007	OPERARIO	HH	3.000	0.3217	23.47	7.55	
47 00009	PEON	HH	4.000	0.4290	18.25	7.83	
47 00107	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.000	0.1072	24.26	2.60	
						18.27	
Equipo							
12 07537	BOCAT	HM	1.000	0.1072	120.00	12.86	
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	18.27	0.91	
49 00268	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 7.0 HP	HM	3.000	0.3217	10.00	3.22	
						16.99	
Costo unitario por M3 :						35.26	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	03.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL				Rend:	110.0200 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.0145	26.75	0.39	
47 00009	PEON	HH	2.000	0.1454	18.25	2.65	
47 00107	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	2.000	0.1454	24.26	3.53	
						6.57	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		6.0000	6.57	0.39	
48 03748	CAMION VOLQUETE	HM	1.000	0.0727	180.00	13.09	
49 01357	RETROEXCAVADOR S/LLANTAS	HM	1.000	0.0727	140.00	10.18	
						23.66	
Costo unitario por M3 :						30.23	

Partida	03.02.01	SOLADO PARA PLATEA DE CIMENTACION				Rend:	150.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0053	26.75	0.14	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0533	23.47	1.25	
47 00009	PEON	HH	4.000	0.2133	18.25	3.89	
						5.29	
Materiales							
21 07986	CONCRETO PRE-MEZCLADO 100 kg/cm2	M3		0.1030	279.44	28.78	
						28.78	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.0533	7.00	0.37	
						1.78	
Costo unitario por M2 :						35.85	

Partida	03.02.02	FALSO PISO e=2" Mezcla 1:8 C:H				Rend:	125.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0064	26.75	0.17	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0640	23.47	1.50	
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.1280	19.86	2.54	
47 00009	PEON	HH	5.000	0.3200	18.25	5.84	
47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.0640	9.820	0.63	
						10.68	
Materiales							
21 07986	CONCRETO PRE-MEZCLADO 100 kg/cm2	M3		0.1030	279.44	28.78	
						28.78	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.0533	7.00	0.37	
						1.78	
Costo unitario por M2 :						41.25	

Partida	03.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=280 kg/cm2 - LOSA DE CIMENTACIÓN				Rend:	25.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0960	26.75	2.57	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	23.47	7.51	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.3200	19.86	6.36	
47 00009	PEON	HH	4.000	1.2800	18.25	23.36	
47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.3200	9.820	3.14	
						42.94	
Materiales							
21 07927	CONCRETO PRE-MEZCLADO BOMBEABLE fc=280 kg/cm2	M3		1.0500	289.46	303.93	
						303.93	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.4000	7.00	2.80	
49 10070	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	HM	1.000	0.3200	13.200	4.22	
						8.43	
Costo unitario por M3 :						355.30	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"

Cliente Universidad Católica de Santa María.

Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	03.03.01.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm ² - LOSA DE CIMENTACIÓN	Rend:	300.0000 KG/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0080	26.75	0.21
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0267	23.47	0.63
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0267	19.86	0.53
						1.37
Materiales						
02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200	KG		1.0500	2.24	2.35
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1500	3.61	0.54
						2.89
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41
						1.41
Costo unitario por KG :						5.67

Partida	03.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=280 kg/cm ² - MURO DE CONTENCIÓN	Rend:	20.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	26.75	1.07
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.4000	23.47	9.39
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.4000	19.86	7.94
47 00009	PEON	HH	3.000	1.2000	18.25	21.90
47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.4000	9.820	3.93
						44.23
Materiales						
21 07927	CONCRETO PRE-MEZCLADO BOMBEABLE fc=280 kg/cm ²	M3		1.0500	289.46	303.93
						303.93
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.4000	7.00	2.80
						4.21
Costo unitario por M3 :						352.37

Partida	03.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MURO DE CIMENTACIÓN	Rend:	8.5000 M2/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0941	26.75	2.52
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.9412	23.47	22.09
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.9412	19.86	18.69
						43.30
Materiales						
00 07148	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg		0.6870	2.50	1.72
02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.6000	2.50	1.50
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.5000	3.50	19.25
						22.47
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41
						1.41
Costo unitario por M2 :						67.18

Partida	03.03.02.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm ² - MURO DE CIMENTACIÓN	Rend:	260.0000 KG/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0092	26.75	0.25
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0308	23.47	0.72
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0308	19.86	0.61
						1.58
Materiales						
02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200	KG		1.0700	2.24	2.40
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.0600	3.50	0.21
						2.61
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.41	0.07
						0.07
Costo unitario por KG :						4.26

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	03.03.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ² - COLUMNAS				Rend:	12.00000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	26.75	1.78	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.3333	23.47	31.29	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	19.86	13.24	
47 00009	PEON	HH	6.000	4.0000	18.25	73.00	
47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.6667	9.820	6.55	
						125.86	
Materiales							
21 07927	CONCRETO PRE-MEZCLADO BOMBEABLE $f_c=280$ kg/cm ²	M3		1.0500	289.46	303.93	
						303.93	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	7.00	4.67	
49 10070	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	HM	1.000	0.6667	13.200	8.80	
						14.88	
Costo unitario por M3 :							444.67

Partida	03.03.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - COLUMNAS				Rend:	8.5000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0941	26.75	2.52	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.9412	23.47	22.09	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.9412	19.86	18.69	
						43.30	
Materiales							
00 07148	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg		0.6870	2.50	1.72	
02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.6000	2.50	1.50	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.5000	3.50	19.25	
30 01910	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO C/V	GLN		0.0400	67.23	2.69	
44 03030	TRIPLAY LUPUNA DE 4X8X19 mm	PLN		0.0400	74.00	2.96	
						28.12	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
						1.41	
Costo unitario por M2 :							72.83

Partida	03.03.03.01.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ² - COLUMNAS				Rend:	300.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0080	26.75	0.21	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0267	23.47	0.63	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0267	19.86	0.53	
						1.37	
Materiales							
02 01401	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$	KG		1.0700	2.24	2.40	
02 00018	ALAMBRE NEGRO N° 8	KG		0.0600	3.50	0.21	
						2.61	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.41	0.07	
						0.07	
Costo unitario por KG :							4.05

Partida	03.03.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ² - PLACAS				Rend:	20.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	26.75	1.07	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	23.47	18.78	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.4000	19.86	7.94	
47 00009	PEON	HH	4.000	1.6000	18.25	29.20	
47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.4000	9.820	3.93	
						60.92	
Materiales							
21 07927	CONCRETO PRE-MEZCLADO BOMBEABLE $f_c=280$ kg/cm ²	M3		1.0500	289.46	303.93	
						303.93	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	7.00	4.67	
49 10070	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	HM	1.000	0.6667	13.200	8.80	
						14.88	
Costo unitario por M3 :							379.73

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Rend:
03.03.03.02.02		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLACAS						8.5000 M2/DIA
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0941	26.75	2.52	
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.9412	23.47	22.09	
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.8824	19.86	37.38	
							61.99	
		Materiales						
	00 07148	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg		0.6870	2.50	1.72	
	02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.6000	2.50	1.50	
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.5000	3.50	19.25	
	30 01910	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO C/V	GLN		0.0400	67.23	2.69	
	44 03030	TRIPLAY LUPUNA DE 4X8X19 mm	PLN		0.0400	74.00	2.96	
							28.12	
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
							1.41	
								Costo unitario por M2 : 91.52
03.03.03.02.03		ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 - PLACAS						260.0000 KG/DIA
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0080	26.75	0.21	
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0267	23.47	0.63	
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0267	19.86	0.53	
							1.37	
		Materiales						
	02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200	KG		1.0700	2.24	2.40	
	02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.0600	3.50	0.21	
							2.61	
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
							1.41	
								Costo unitario por KG : 5.39
03.03.03.03.01		CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2 - VIGAS						20.0000 M3/DIA
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	26.75	1.07	
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	23.47	18.78	
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.4000	19.86	7.94	
	47 00009	PEON	HH	10.000	4.0000	18.25	73.00	
	47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.4000	9.820	3.93	
							104.72	
		Materiales						
	21 07987	CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 kg/cm2	M3		1.0500	245.16	293.41	
							293.41	
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
	49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.4000	7.00	5.27	
							6.68	
								Costo unitario por M3 : 404.81
03.03.03.03.02		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS						8.0000 M2/DIA
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	26.75	2.68	
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.0000	23.47	23.47	
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.0000	19.86	19.86	
							46.01	
		Materiales						
	00 07148	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg		0.6870	2.50	1.72	
	02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.6000	2.50	1.50	
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.5000	3.50	19.25	
	30 01910	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO C/V	GLN		0.0400	67.23	2.69	
	44 03030	TRIPLAY LUPUNA DE 4X8X19 mm	PLN		0.0400	74.00	2.96	
							28.12	
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	25.70	1.29	
							1.29	
								Costo unitario por M2 : 75.41

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	03.03.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm ² - VIGAS				Rend:	300.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0080	26.75	0.21	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0267	23.47	0.63	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0267	19.86	0.53	
						1.37	
Materiales							
02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200	KG		1.0700	2.24	2.40	
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.0600	3.50	0.21	
						2.61	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.41	1.41	
						1.41	
Costo unitario por KG :						5.39	

Partida	03.03.03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm ² - LOSA ALIGERADA				Rend:	20.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	26.75	1.07	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	23.47	18.78	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.4000	19.86	7.94	
47 00009	PEON	HH	8.000	3.2000	18.25	58.40	
47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.4000	9.820	3.93	
						90.12	
Materiales							
21 07987	CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 kg/cm ²	M3		1.0500	245.16	257.42	
						257.42	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	7.00	4.67	
49 10070	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	HM	1.000	0.6667	13.200	8.80	
						14.88	
Costo unitario por M3 :						362.41	

Partida	03.03.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSA ALIGERADA				Rend:	12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	23.47	15.65	
47 00008	OFICIAL	HH	1.200	0.8000	19.86	15.89	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.6667	18.25	12.17	
						43.70	
Materiales							
00 07148	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg		0.1000	2.50	0.25	
02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1100	2.50	0.28	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.5000	3.50	19.25	
						19.78	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.41	0.07	
						0.07	
Costo unitario por M2 :						63.55	

Partida	03.03.03.04.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm ² - LOSA ALIGERADA				Rend:	260.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0080	26.75	0.21	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0267	23.47	0.63	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0267	19.86	0.53	
						1.37	
Materiales							
02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200	KG		1.0700	2.24	2.40	
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.0600	3.50	0.21	
						2.61	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.41	0.07	
						0.07	
Costo unitario por KG :						4.05	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	03.03.03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm ² - ESCALERA				Rend:	30.0000 M ³ /DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0267	26.75	0.71	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.5333	23.47	12.52	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.2667	19.86	5.30	
47 00009	PEON	HH	4.000	1.0667	18.25	19.47	
						37.99	
Materiales							
21 07987	CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 kg/cm ²	M3		1.0500	245.16	257.42	
						257.42	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.2667	7.00	5.27	
						6.68	
Costo unitario por M3 :						302.09	

Partida	03.03.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - ESCALERA				Rend:	10.0000 M ² /DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	26.75	2.14	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	23.47	18.78	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	19.86	15.89	
						36.80	
Materiales							
00 07148	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg		0.1000	2.50	0.25	
02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1100	2.50	0.28	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.5000	3.50	19.25	
						19.78	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
						1.41	
Costo unitario por M2 :						57.99	

Partida	03.03.03.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm ² - ESCALERA				Rend:	300.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0027	26.75	0.07	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0267	23.47	0.63	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0267	19.86	0.53	
						1.23	
Materiales							
02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200	KG		1.0700	2.24	2.40	
02 00018	ALAMBRE NEGRO N° 8	KG		0.0600	3.50	0.21	
						2.61	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.41	0.07	
						0.07	
Costo unitario por KG :						3.90	

Partida	03.03.12.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm ² - CISTERNA				Rend:	25.0000 M ³ /DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	26.75	0.86	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	23.47	15.02	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.3200	19.86	6.36	
47 00009	PEON	HH	8.000	2.5600	18.25	46.72	
47 00022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (E)	HH	1.000	0.3200	9.820	3.14	
						72.09	
Materiales							
21 07987	CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 kg/cm ²	M3		1.0500	245.16	257.42	
						257.42	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.29	1.41	
49 00122	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.000	0.6667	7.00	4.67	
49 10070	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	HM	1.000	0.6667	13.200	8.80	
						14.88	
Costo unitario por M3 :						344.39	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	03.03.12.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - CISTERNA				Rend:	8.5000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ		HH	0.300	0.2824	26.75	7.55
47 00007	OPERARIO		HH	1.000	0.9412	23.47	22.09
47 00008	OFICIAL		HH	1.000	0.9412	19.86	18.69
							48.33
Materiales							
00 07148	ALAMBRE NEGRO N° 8		kg		0.6870	2.50	1.72
02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.6000	2.50	1.50
43 00020	MADERA TORNILLO		P2		5.5000	3.50	19.25
30 01910	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO CV		GLN		0.0400	67.23	2.69
44 03030	TRIPLAY LUPUNA DE 4X8X19 mm		PLN		0.0400	74.00	2.96
							28.12
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	8.29	1.41
							1.41
Costo unitario por M2 :							77.86

Partida	03.03.12.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 - CISTERNA				Rend:	300.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ		HH	0.300	0.0080	26.75	0.21
47 00007	OPERARIO		HH	1.000	0.0267	23.47	0.63
47 00008	OFICIAL		HH	1.000	0.0267	19.86	0.53
							1.37
Materiales							
02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200		KG		1.0700	2.24	2.40
02 00018	ALAMBRE NEGRO N° 8		KG		0.0600	3.50	0.21
							2.61
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	1.41	0.07
							0.07
Costo unitario por KG :							4.05

Partida	03.04.01	MUJO DE SOGA LADRILLO KING KONG				Rend:	32.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ		HH	0.100	0.0250	26.75	0.67
47 00007	OPERARIO		HH	1.000	0.2500	23.47	5.87
47 00009	PEON		HH	1.000	0.2500	18.25	4.56
							11.10
Materiales							
04 00029	ARENA GRUESA		M3		0.2923	40.00	11.69
17 06205	LADRILLO KING KONG DE ARCILLA 9 X 14 X 24 cm		UND		33.0000	0.80	26.40
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)		BOL		0.5000	17.37	8.69
							46.78
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	11.10	0.33
48 00156	ANDAMIO		HM	1.000	0.2500	5.50	1.38
							1.71
Costo unitario por M2 :							59.59

Partida	04.01.01	TARRAJEO EN MUROS INTERIORES				Rend:	15.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ		HH	0.100	0.0533	26.75	1.43
47 00007	OPERARIO		HH	1.000	0.5333	23.47	12.52
47 00009	PEON		HH	1.000	0.5333	18.25	9.73
							23.68
Materiales							
04 00033	ARENA FINA		M3		0.0170	42.00	0.71
05 00002	AGUA		M3		0.0040	12.00	0.05
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)		BOL		0.1170	17.37	2.03
							2.79
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	23.68	0.71
48 00156	ANDAMIO		HM	0.250	0.1333	5.50	0.73
							1.44
Costo unitario por M2 :							27.91

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	04.01.02	TARRAJEO EN MUROS EXTERIORES				Rend:	13.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0615	26.75	1.65	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.6154	23.47	14.44	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.6154	18.25	11.23	
						27.32	
Materiales							
04 00033	ARENA FINA	M3		0.0170	42.00	0.71	
05 00002	AGUA	M3		0.0040	12.00	0.05	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.1170	17.37	2.03	
						2.79	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.32	0.82	
48 00156	ANDAMIO	HM	0.500	0.3077	5.50	1.69	
						2.51	
						Costo unitario por M2 :	32.62

Partida	04.01.03	TARRAJEO DE COLUMNAS				Rend:	40.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	26.75	0.54	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	23.47	4.69	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.2000	18.25	3.65	
						8.88	
Materiales							
04 00033	ARENA FINA	M3		0.0500	42.00	2.10	
05 00002	AGUA	M3		0.0300	12.00	0.36	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.2000	17.37	3.47	
						5.93	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.88	0.44	
						0.44	
						Costo unitario por M2 :	15.25

Partida	04.01.04	TARRAJEO DE VIGAS				Rend:	40.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	26.75	0.54	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	23.47	4.69	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.2000	18.25	3.65	
						8.88	
Materiales							
04 00033	ARENA FINA	M3		0.0500	42.00	2.10	
05 00002	AGUA	M3		0.0300	12.00	0.36	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.2000	17.37	3.47	
						5.93	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.88	0.44	
						0.44	
						Costo unitario por M2 :	15.25

Partida	04.01.05	VESTIDURA DE DERRAMES CON MORTEROE=1.5CM				Rend:	22.0000 m/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0364	26.75	0.97	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3636	23.47	8.53	
47 00009	PEON	HH	0.500	0.1818	18.25	3.32	
						12.82	
Materiales							
04 00033	ARENA FINA	M3		0.0170	42.00	0.71	
05 00002	AGUA	M3		0.0040	12.00	0.05	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.1170	17.37	2.03	
						2.79	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		6.0000	12.82	0.77	
48 00156	ANDAMIO	HM	0.500	0.1818	5.50	1.00	
						1.77	
						Costo unitario por m :	17.38

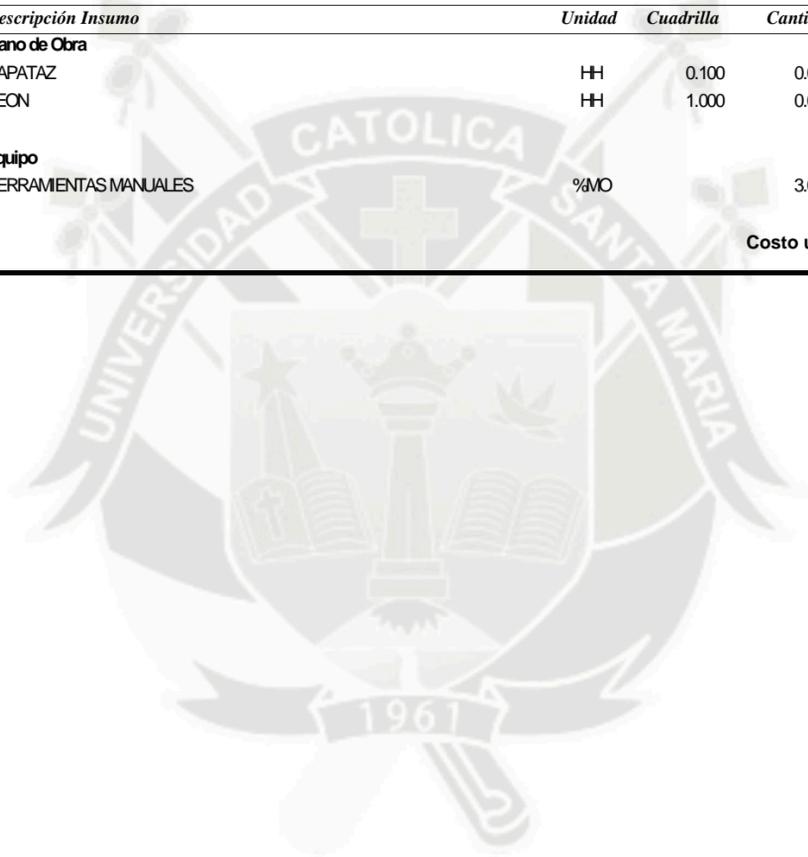
Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Partida	04.02.01	REVESTIMIENTO DE ESCALERAS				Rend:	13.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0615	26.75	1.65	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.6154	23.47	14.44	
47 00009	PEON	HH	0.500	0.3077	18.25	5.62	
						21.71	
Materiales							
04 00033	ARENA FINA	M3		0.0170	42.00	0.71	
05 00002	AGUA	M3		0.0040	12.00	0.05	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.1170	17.37	2.03	
						2.79	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.71	0.65	
						0.65	
						Costo unitario por M2 :	25.15

Partida	04.03.01	LIMPIEZA FINAL DE OBRA				Rend:	120.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0067	26.75	0.18	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.0667	18.25	1.22	
						1.40	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.40	0.04	
						0.04	
						Costo unitario por m2 :	1.44



The background features a large, faint watermark of the University of Santa María logo. The logo is circular and contains a central shield with a crown on top, a cross, and a star. The shield is flanked by two palm trees. The text "UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA" is written in a circular path around the shield, and the year "1961" is at the bottom.

ANEXO 04

Presupuesto

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	OBRAS PROVISIONALES						30,234.00
01.01	ALMACEN DE OBRA	MES	4.00	2,376.00	9,504.00		
01.02	CASETA DE GUARDIANA	MES	4.00	495.00	1,980.00		
01.03	VESTUARIOS	MES	4.00	1,980.00	7,920.00		
01.04	BAÑOS QUIMICOS	MES	4.00	495.00	1,980.00		
01.05	CERCO PROVISIONAL	ML	85.00	90.00	7,650.00		
01.06	CARTEL DE OBRA 4.80x3.60	UND	1.00	1,200.00	1,200.00		
02	OBRAS PRELIMINARES						16,677.67
02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO AL INICIO DE LA OBRA	m2	427.76	1.98	846.96		
02.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	427.76	2.08	889.74		
02.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	mes	4.00	1,235.24	4,940.96		
02.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	10,000.00	10,000.00		
03	ESTRUCTURA						2,879,135.72
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					75,778.31	
03.01.01	NIVELACION Y COMPACTACION DE SUBRASANTE	M2	501.27	8.17	4,095.38		
03.01.02	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO PESADO	M3	1,368.47	19.25	26,342.99		
03.01.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PROPIO	M3	789.50	35.26	27,837.78		
03.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL	M3	578.97	30.23	17,502.17		
03.02	CONCRETO SIMPLE					18,853.25	
03.02.01	SOLADO PARA PLATEA DE CIMENTACION					17,972.23	
03.02.01.01	SOLADO CONCRETO	M2	501.27	35.85	17,972.23		
03.02.02	FALSO PISO					881.02	
03.02.02.01	SOLADO CONCRETO	M2	21.36	41.25	881.02		
03.03	CONCRETO ARMADO					2,608,125.51	
03.03.01	PLATEA DE CIMENTACION					378,458.38	
03.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	400.19	355.30	142,188.71		
03.03.01.02	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	41,648.35	5.67	236,269.68		
03.03.02	MURO DE CONTENCIÓN					51,771.34	
03.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	33.30	352.37	11,734.02		
03.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	222.03	67.18	14,915.71		
03.03.02.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	5,901.31	4.26	25,121.60		
03.03.03	TECHO DE ESTACIONAMIENTO					209,811.26	
03.03.03.01	COLUMNAS					21,954.91	
03.03.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	9.84	444.67	4,375.58		
03.03.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	72.60	72.83	5,287.13		
03.03.03.01.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	3,037.91	4.05	12,292.19		
03.03.03.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					91,043.64	
03.03.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	47.09	379.73	17,881.38		
03.03.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	326.88	91.52	29,915.17		
03.03.03.02.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	8,029.14	5.39	43,247.09		
03.03.03.03	VIGAS					38,397.48	
03.03.03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	29.49	404.81	11,936.41		
03.03.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	45.22	75.41	3,410.53		
03.03.03.03.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	4,279.50	5.39	23,050.54		
03.03.03.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					46,109.05	
03.03.03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	42.53	362.41	15,413.41		
03.03.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	348.62	63.55	22,153.52		
03.03.03.04.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,111.11	4.05	8,542.11		
03.03.03.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.03.05.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.04	PRIMER NIVEL					204,668.90	
03.03.04.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.04.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.04.01.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.04.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.04.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.04.02.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.04.03	VIGAS					44,876.36	

Presupuesto

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
03.03.04.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	31.55	404.81	12,771.94		
03.03.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	68.10	75.41	5,135.41		
03.03.04.03.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	5,007.00	5.39	26,969.02		
03.03.04.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					43,711.94	
03.03.04.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	40.49	362.41	14,674.74		
03.03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	331.90	63.55	21,091.03		
03.03.04.04.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	1,963.83	4.05	7,946.17		
03.03.04.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.04.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.04.05.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.05	SEGUNDO NIVEL					204,710.02	
03.03.05.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.05.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.05.01.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.05.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.05.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.05.02.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.05.03	VIGAS					45,082.42	
03.03.05.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	31.61	404.81	12,796.43		
03.03.05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	57.06	75.41	4,302.76		
03.03.05.03.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	5,195.29	5.39	27,983.24		
03.03.05.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					43,546.99	
03.03.05.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	39.64	362.41	14,366.04		
03.03.05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	324.90	63.55	20,646.20		
03.03.05.04.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,109.29	4.05	8,534.75		
03.03.05.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.05.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.05.05.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.06	TERCER NIVEL					205,674.43	
03.03.06.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.06.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.06.01.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.06.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.06.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.06.02.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.06.03	VIGAS					45,881.89	
03.03.06.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	31.55	404.81	12,771.94		
03.03.06.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	66.29	75.41	4,999.28		
03.03.06.03.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	5,218.95	5.39	28,110.67		
03.03.06.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					43,711.94	
03.03.06.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	40.49	362.41	14,674.74		
03.03.06.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	331.90	63.55	21,091.03		
03.03.06.04.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	1,963.83	4.05	7,946.17		
03.03.06.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.06.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.06.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.06.05.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.07	CUARTO NIVEL					204,588.87	
03.03.07.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.07.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.07.01.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.07.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.07.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=280$ kg/cm ²	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.07.02.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm ²	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.07.03	VIGAS					44,701.48	
03.03.07.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=210$ kg/cm ²	M3	31.67	404.81	12,820.71		
03.03.07.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	48.99	75.41	3,694.16		

Presupuesto

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
03.03.07.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	5,233.05	5.39	28,186.60		
03.03.07.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					43,806.79	
03.03.07.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	40.01	362.41	14,500.13		
03.03.07.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	327.96	63.55	20,840.66		
03.03.07.04.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,092.30	4.05	8,466.00		
03.03.07.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.07.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.07.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.07.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.08	QUINTO NIVEL					205,493.17	
03.03.08.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.08.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.08.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.08.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.08.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=280 kg/cm2	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.08.02.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.08.03	VIGAS					45,700.63	
03.03.08.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	31.55	404.81	12,771.94		
03.03.08.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	57.89	75.41	4,365.80		
03.03.08.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	5,302.91	5.39	28,562.89		
03.03.08.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					43,711.94	
03.03.08.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	40.49	362.41	14,674.74		
03.03.08.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	331.90	63.55	21,091.03		
03.03.08.04.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	1,963.83	4.05	7,946.17		
03.03.08.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.08.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.08.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.08.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.09	SEXTO NIVEL					204,701.69	
03.03.09.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.09.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.09.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.09.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.09.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=280 kg/cm2	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.09.02.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.09.03	VIGAS					45,074.10	
03.03.09.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	31.67	404.81	12,820.71		
03.03.09.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	53.13	75.41	4,006.38		
03.03.09.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	5,244.26	5.39	28,247.00		
03.03.09.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					43,546.99	
03.03.09.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	39.64	362.41	14,366.04		
03.03.09.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	324.90	63.55	20,646.20		
03.03.09.04.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,109.29	4.05	8,534.75		
03.03.09.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.09.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.09.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.09.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.10	SEPTIMO NIVEL					203,424.57	
03.03.10.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.10.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.10.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.10.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.10.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=280 kg/cm2	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.10.02.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.10.03	VIGAS					43,537.18	
03.03.10.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	31.55	404.81	12,771.94		
03.03.10.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	53.27	75.41	4,017.39		

Presupuesto

Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
03.03.10.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	4,965.94	5.39	26,747.85		
03.03.10.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					43,806.79	
03.03.10.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	40.01	362.41	14,500.13		
03.03.10.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	327.96	63.55	20,840.66		
03.03.10.04.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,092.30	4.05	8,466.00		
03.03.10.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.10.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.10.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.10.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.11	OCTAVO NIVEL					204,521.24	
03.03.11.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.11.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.11.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.11.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.11.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=280 kg/cm2	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.11.02.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.11.03	VIGAS					44,161.80	
03.03.11.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	31.67	404.81	12,820.71		
03.03.11.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.19	75.41	4,463.39		
03.03.11.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	4,990.04	5.39	26,877.69		
03.03.11.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					44,278.84	
03.03.11.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	40.25	362.41	14,587.11		
03.03.11.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	329.90	63.55	20,963.94		
03.03.11.04.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,157.00	4.05	8,727.80		
03.03.11.05	ESCALERAS					12,306.18	
03.03.11.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	19.22	302.09	5,806.20		
03.03.11.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	59.52	57.99	3,451.51		
03.03.11.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	780.94	3.90	3,048.48		
03.03.12	NOVENO NIVEL					330,301.62	
03.03.12.01	COLUMNAS					20,413.11	
03.03.12.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	9.18	444.67	4,082.10		
03.03.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	67.76	72.83	4,934.66		
03.03.12.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,816.51	4.05	11,396.35		
03.03.12.02	PLACAS O MUROS DE CORTE					83,361.32	
03.03.12.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=280 kg/cm2	M3	43.95	379.73	16,689.03		
03.03.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	305.09	91.52	27,921.01		
03.03.12.02.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	7,194.46	5.39	38,751.28		
03.03.12.03	VIGAS					40,877.88	
03.03.12.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	31.39	404.81	12,708.58		
03.03.12.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	61.80	75.41	4,660.52		
03.03.12.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	4,364.58	5.39	23,508.78		
03.03.12.04	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL					44,735.87	
03.03.12.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	40.86	362.41	14,808.18		
03.03.12.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	334.90	63.55	21,281.67		
03.03.12.04.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	2,136.79	4.05	8,646.02		
03.03.12.05	CISTERNA					140,913.45	
03.03.12.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO fc=210 kg/cm2	M3	209.59	344.39	72,180.50		
03.03.12.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	465.84	77.86	36,271.85		
03.03.12.05.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	8,022.48	4.05	32,461.09		
03.04	ALBAÑILERIA ARMADA					176,378.65	
03.04.01	MURO DE SOGA LADRILLO KING KONG	M2	2,959.87	59.59	176,378.65		

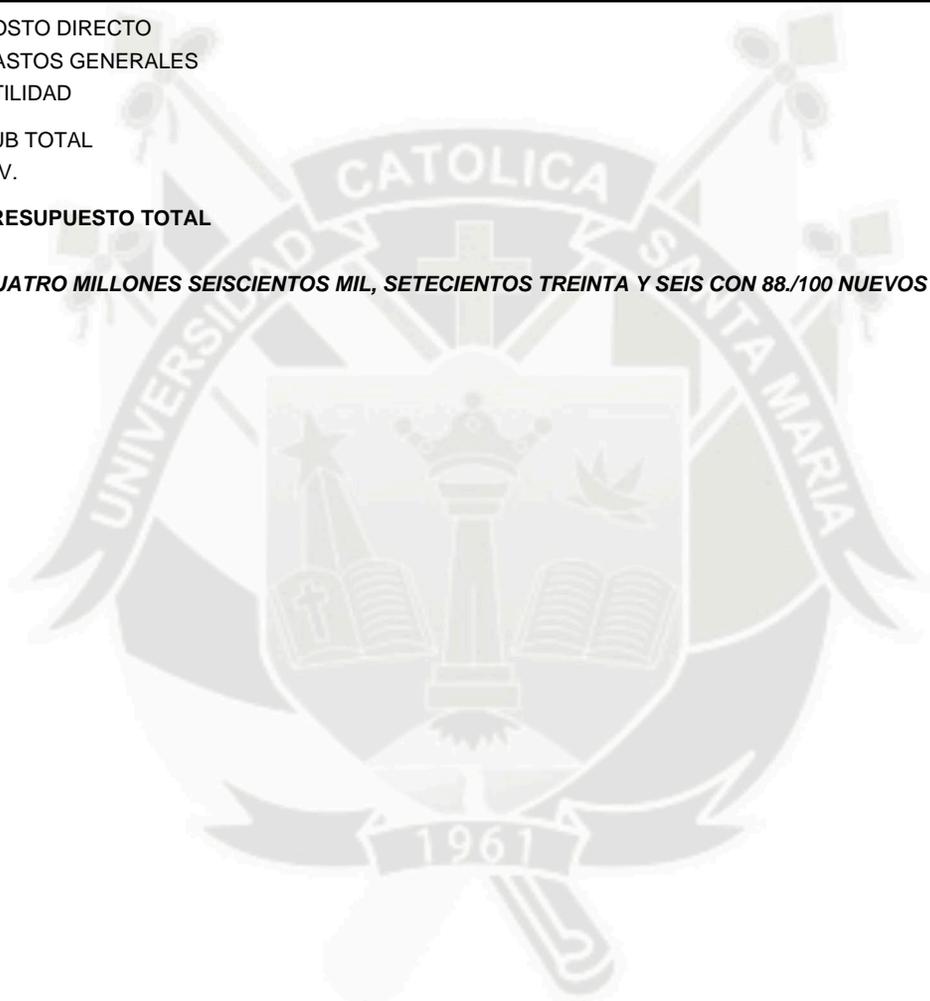
Presupuesto

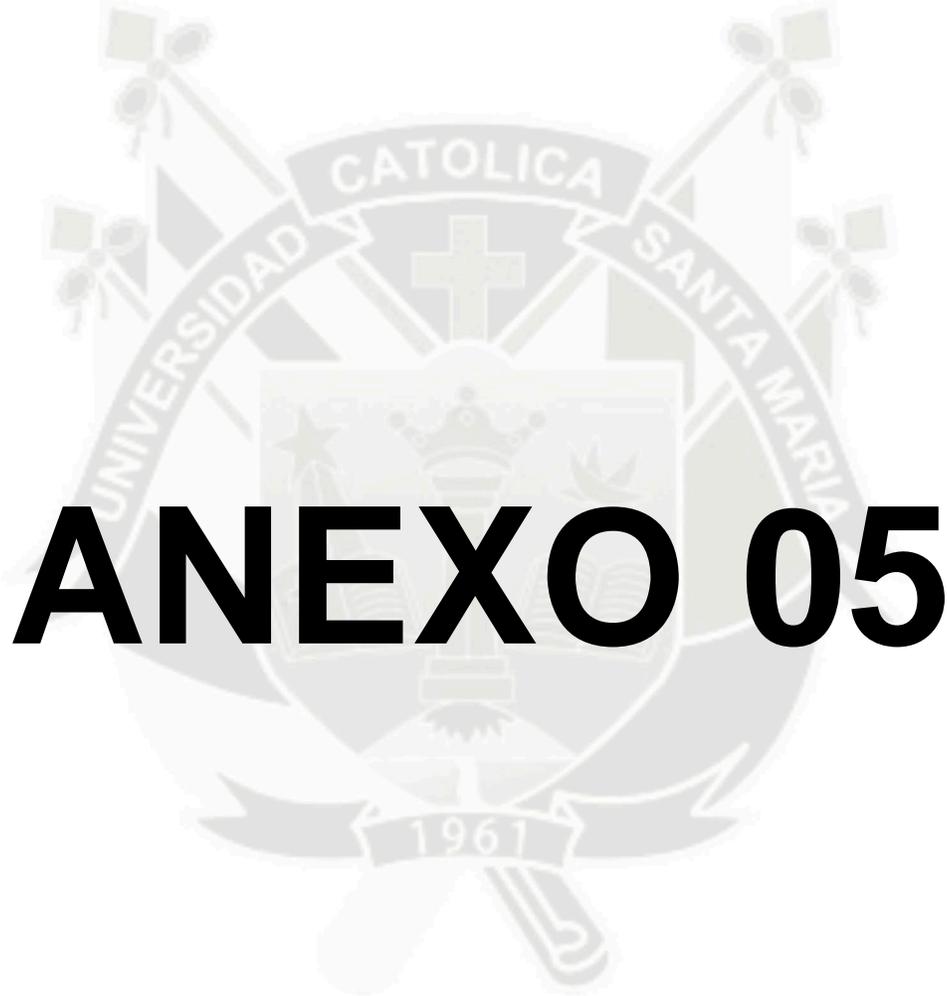
Proyecto "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"
Cliente Universidad Católica de Santa María.
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Julio - 2016

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
04	ARQUITECTURA						323,060.58
04.01	REVOQUES Y ENLUCIDOS					304,044.46	
04.01.01	TARRAJEO EN MUROS INTERIORES	M2	2,071.91	27.91	57,827.01		
04.01.02	TARRAJEO EN MUROS EXTERIORES	M2	6,821.29	32.62	222,510.48		
04.01.03	TARRAJEO DE COLUMNAS	M2	682.44	15.25	10,407.21		
04.01.04	TARRAJEO DE VIGAS	M2	827.60	15.25	12,620.90		
04.01.05	VESTIDURA DE DERRAMES CON MORTERO=1.5CM	m	39.06	17.38	678.86		
04.02	REVESTIMIENTOS					13,472.35	
04.02.01	REVESTIMIENTO DE ESCALERAS	M2	535.68	25.15	13,472.35		
04.03	VARIOS					5,543.77	
04.03.01	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	m2	3,849.84	1.44	5,543.77		
	COSTO DIRECTO						3,249,107.97
	GASTOS GENERALES				10 %		324,910.80
	UTILIDAD				10 %		324,910.80
	SUB TOTAL						3,898,929.56
	IGV.				18 %		701,807.32
	PRESUPUESTO TOTAL						4,600,736.88

Son : CUATRO MILLONES SEISCIENTOS MIL, SETECIENTOS TREINTA Y SEIS CON 88./100 NUEVOS SOLES

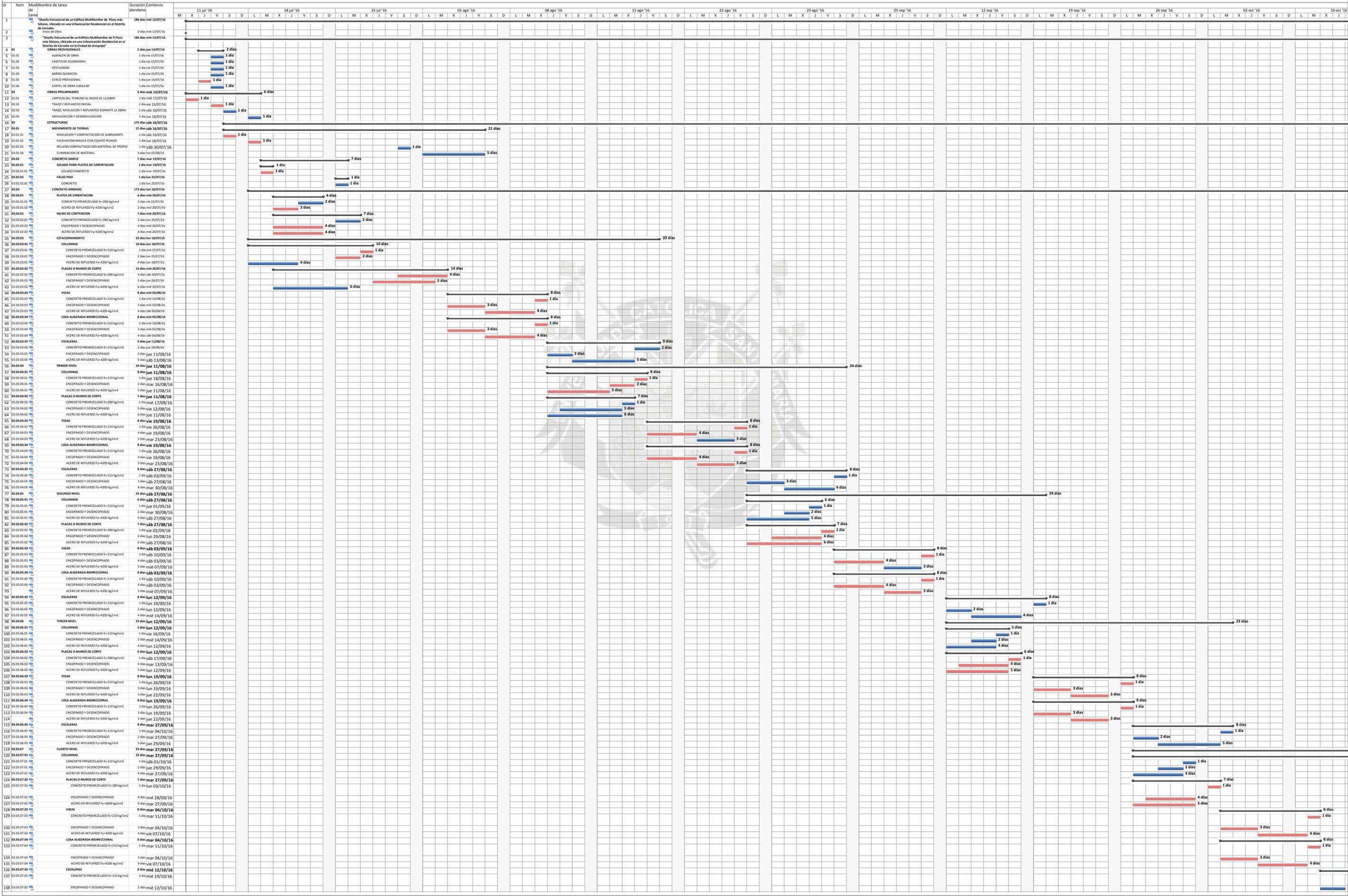




ANEXO 05

Obra: "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado de Arequipa"

Ubicación: AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA



Tarea Tarea Crítica Progreso HR0 Resumen Progreso manual

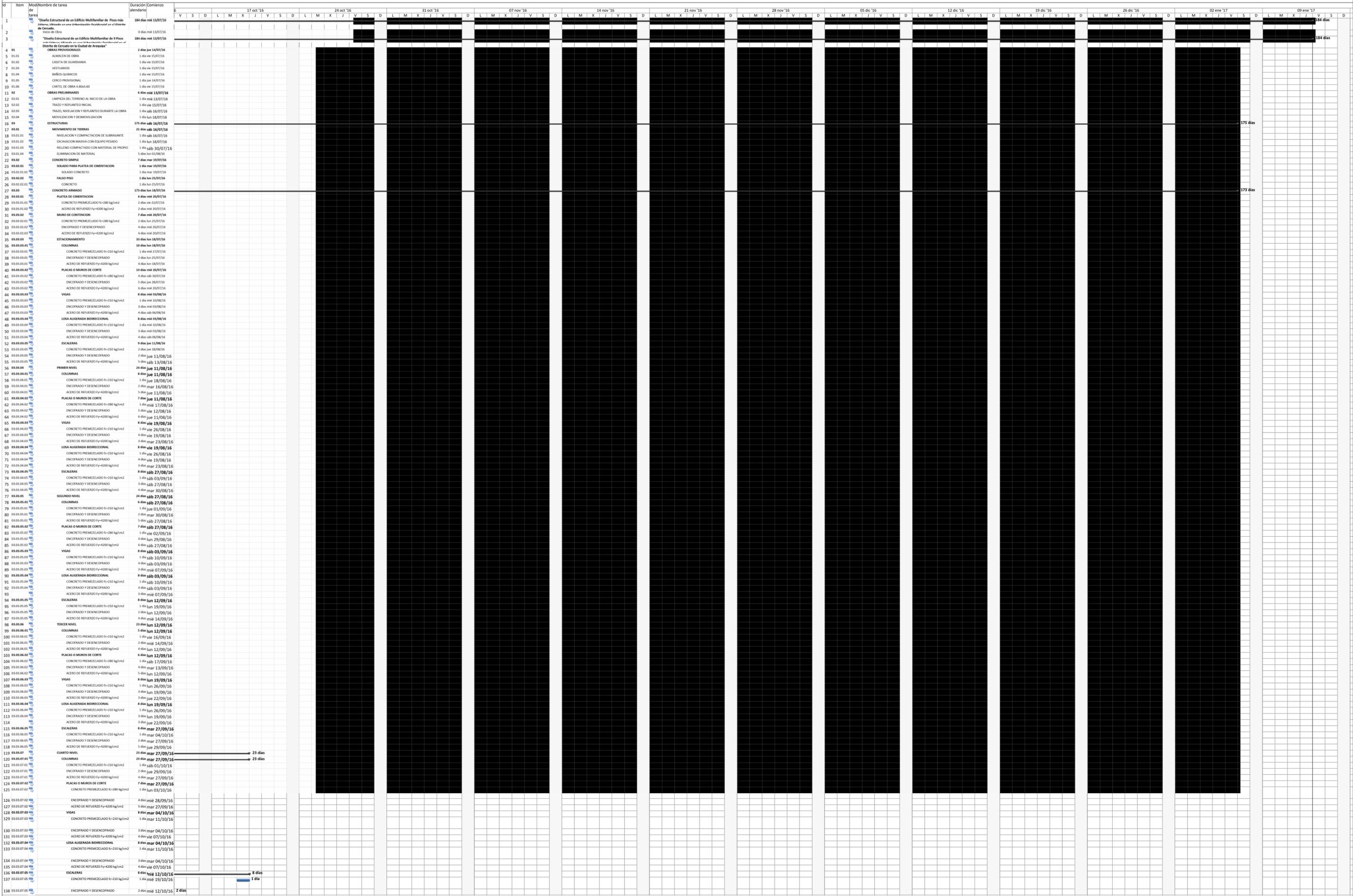
Obra: "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"

Ubicación: AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA



Obra: "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"

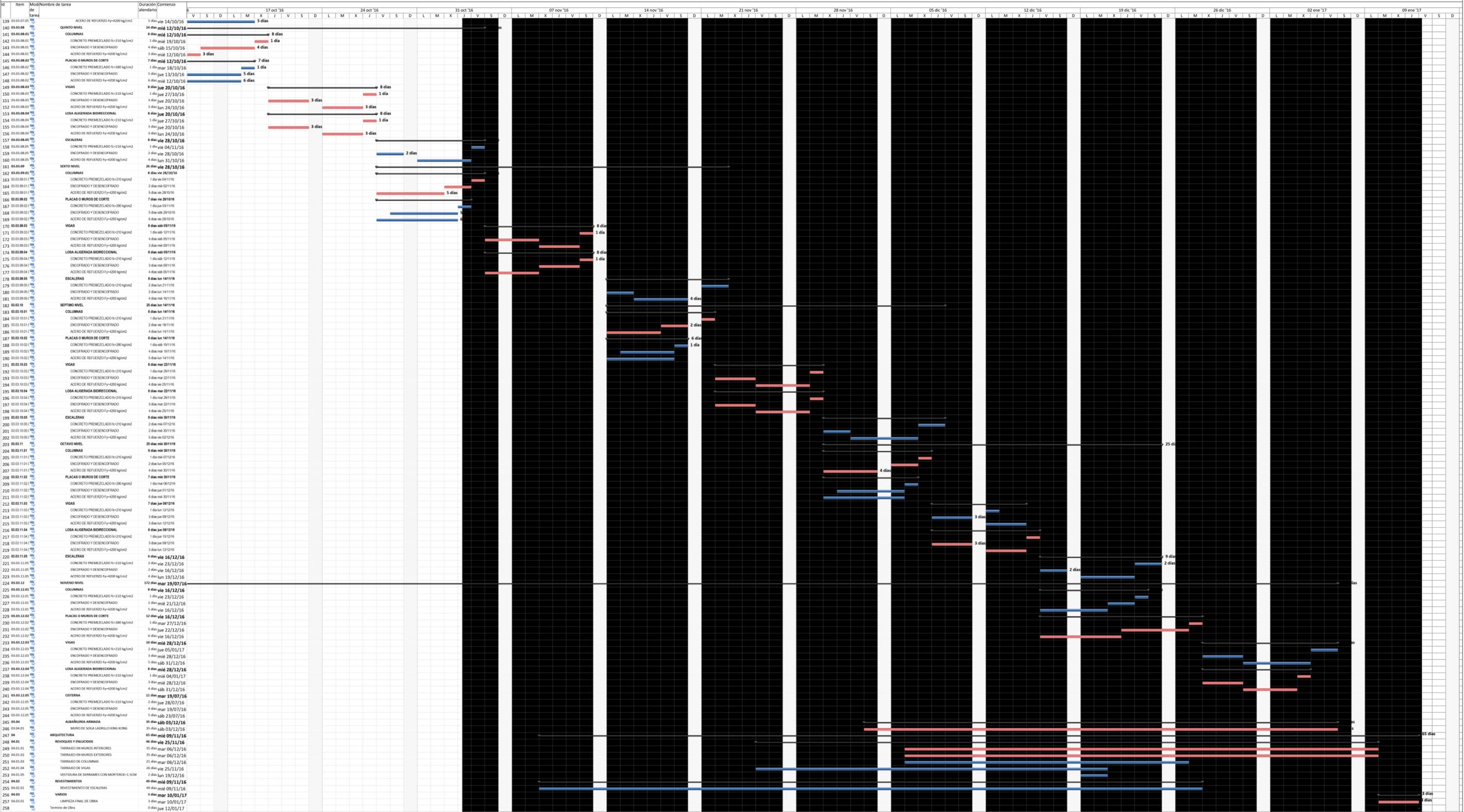
Ubicación: AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA



Tarea Tarea Crítica Progreso Hito Resumen Progreso manual

Obra: "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 9 Pisos más Sótano, Ubicado en una Urbanización Residencial en el Distrito de Cercado en la Ciudad de Arequipa"

Ubicación: AREQUIPA - AREQUIPA



The background features a large, faint watermark of the University of Santa María logo. The logo is circular and contains a central shield with a crown on top, a cross, and a star. The shield is flanked by two palm trees. The text "UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA" is written around the top inner edge of the circle, and "1961" is written on a banner at the bottom. The shield itself contains a crown, a cross, and a star.

ANEXO 06

PLANOS

Como anexo del presente trabajo, se presentan los planos correspondientes a las especialidades de Ubicación, Arquitectura y Estructuras del edificio diseñado. La relación de planos es la siguiente:

UBICACIÓN:

U-01 -----UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN.

ARQUITECTURA:

A-01 ----- PLANTA DE CISTERNA.

A-02 ----- PLANTA DE ESTACIONAMIENTO.

A-03 ----- PRIMERA PLANTA.

A-04 ----- 2DA, 4TA, 6TA Y 8VA PLANTA.

A-05 ----- 3RA, 5TA, 7MA Y 9NA PLANTA.

A-06 ----- PLANTA AZOTEA.

A-07 ----- CORTE A-A.

A-08 ----- CORTE B-B.

A-09 ----- CORTE C-C.

A-10 ----- ELEVACIÓN FRONTAL.

A-11 ----- ELEVACIÓN IZQUIERDA.

A-12 ----- ELEVACIÓN DERECHA.

A-13 ----- ELEVACIÓN POSTERIOR.

ESTRUCTURAS:

E-01 A E-03 ----- PLANOS DE CIMENTACIÓN.

E-04 ----- PLANO DE MURO DE CONTENCIÓN.

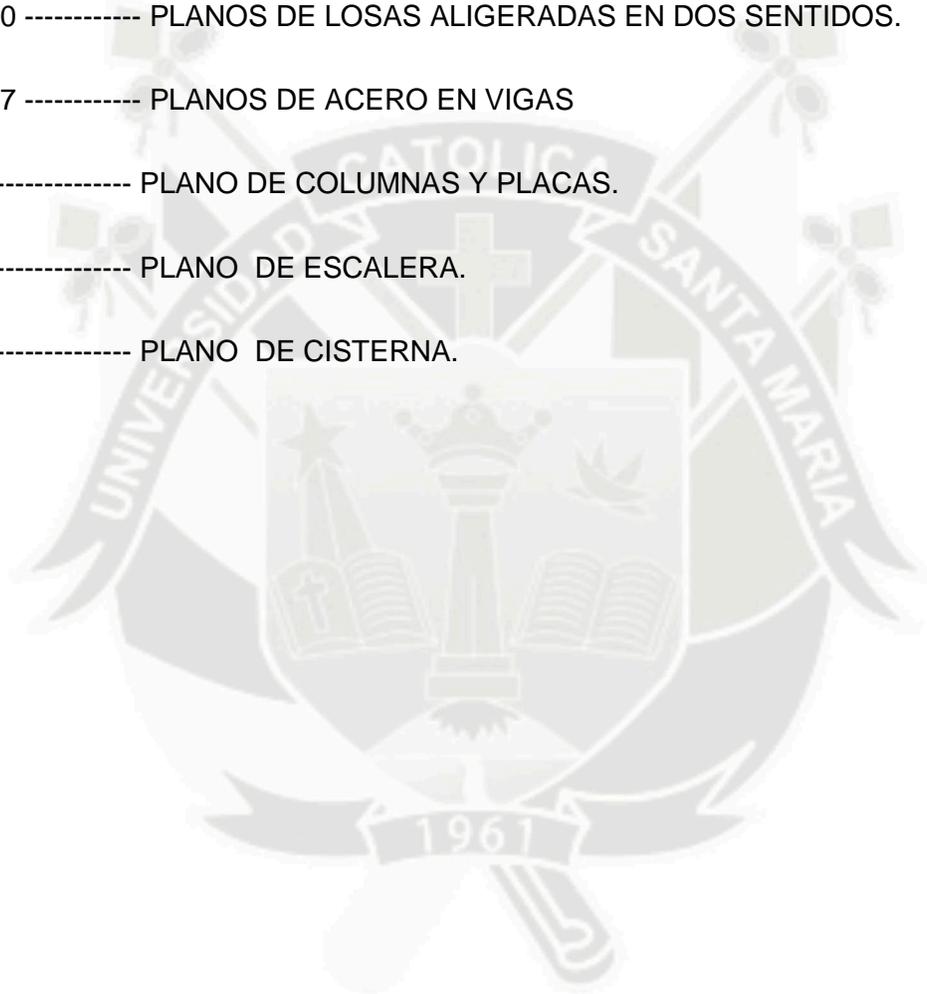
E-05 A E-10 ----- PLANOS DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS SENTIDOS.

E-11 A E-17 ----- PLANOS DE ACERO EN VIGAS

E-18 ----- PLANO DE COLUMNAS Y PLACAS.

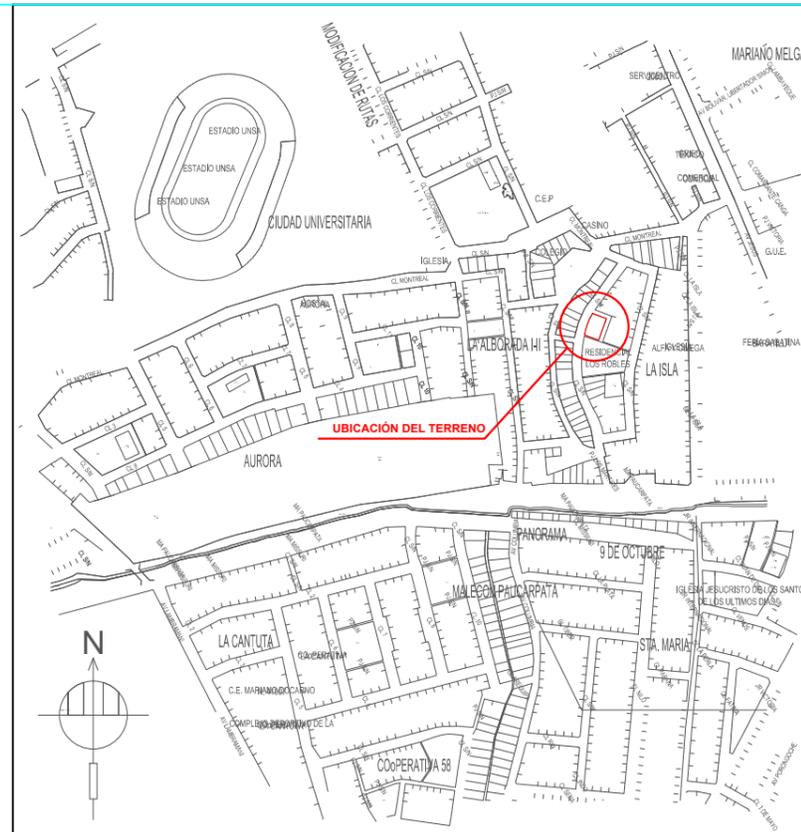
E-19 ----- PLANO DE ESCALERA.

E-20 ----- PLANO DE CISTERNA.





PLANO DE UBICACION Esc: 1 / 2000



PLANO DE LOCALIZACION Esc. 1 / 2000

ZONIFICACION AREA ESTRUCTURACION

URBANA: ESQUEMA DE LOCALIZACION

DEPARTAMENTO :	AREQUIPA
PROVINCIA :	AREQUIPA
DISTRITO :	CERCADO
URBANIZACION :	PANORAMA
MANZANA :	B
LOTE :	D
CALLE :	B. SOTO
PAK	-

CUADRO NORMATIVO

CUADRO DE AREAS (m2)

PARAMETROS	CERT. PARAM. URB.	PROYECTO	AREAS	A. TECHADA	TOTAL
ZONIFICACION		Zona 3 Z=0.4	CISTERNA	31.40 m2	AREA TOTAL CONSTRUIDA
USOS		Vivienda	SOTANO	425.21 m2	
FACTOR DE SUELO		S2 = Suelos Intermedios	1er, PISO	407.55 m2	
COEFICIENTE DE EDIFICACION		Edificaciones Comunes - factor U = 1.0	2do, 4to, 6to, 8vo PISO	426.36 m2	
AREA LIBRE DE EDIFICACION		223.86 m2	3ro, 5to, 7mo, 9no, PISO	434.59 m2	
ALTURA DE EDIFICACION		9 PISOS	AZOTEA	424.67 m2	
RETIRO MINIMO FRONTAL		1.80 M	AREA TERRENO	631.41 m2	
ESTACIONAMIENTO		1C /2 VIV	AREA LIBRE	223.86 m2	4,307.96 m2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO:
"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"

BACHILLER:
HELEN PORTOCARRERO VERA

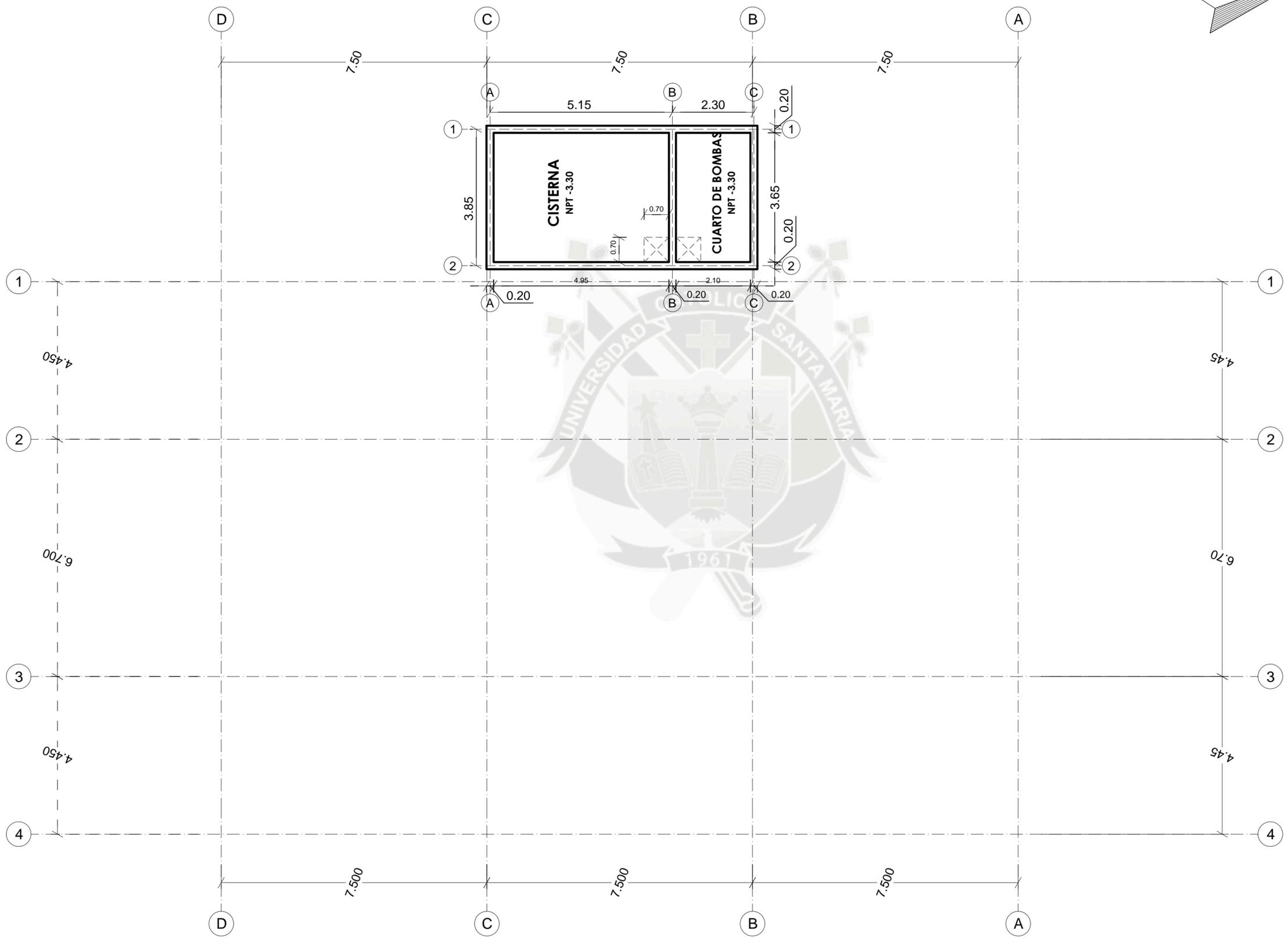
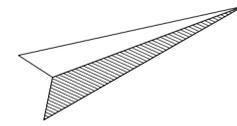
LAMINA:

U-01

PLANO:
UBICACION Y LOCALIZACION

ESCALA:
1/75

FECHA:
JULIO - 2016



UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

TESISTA:
HELLEN PORTOCARRERO VERA

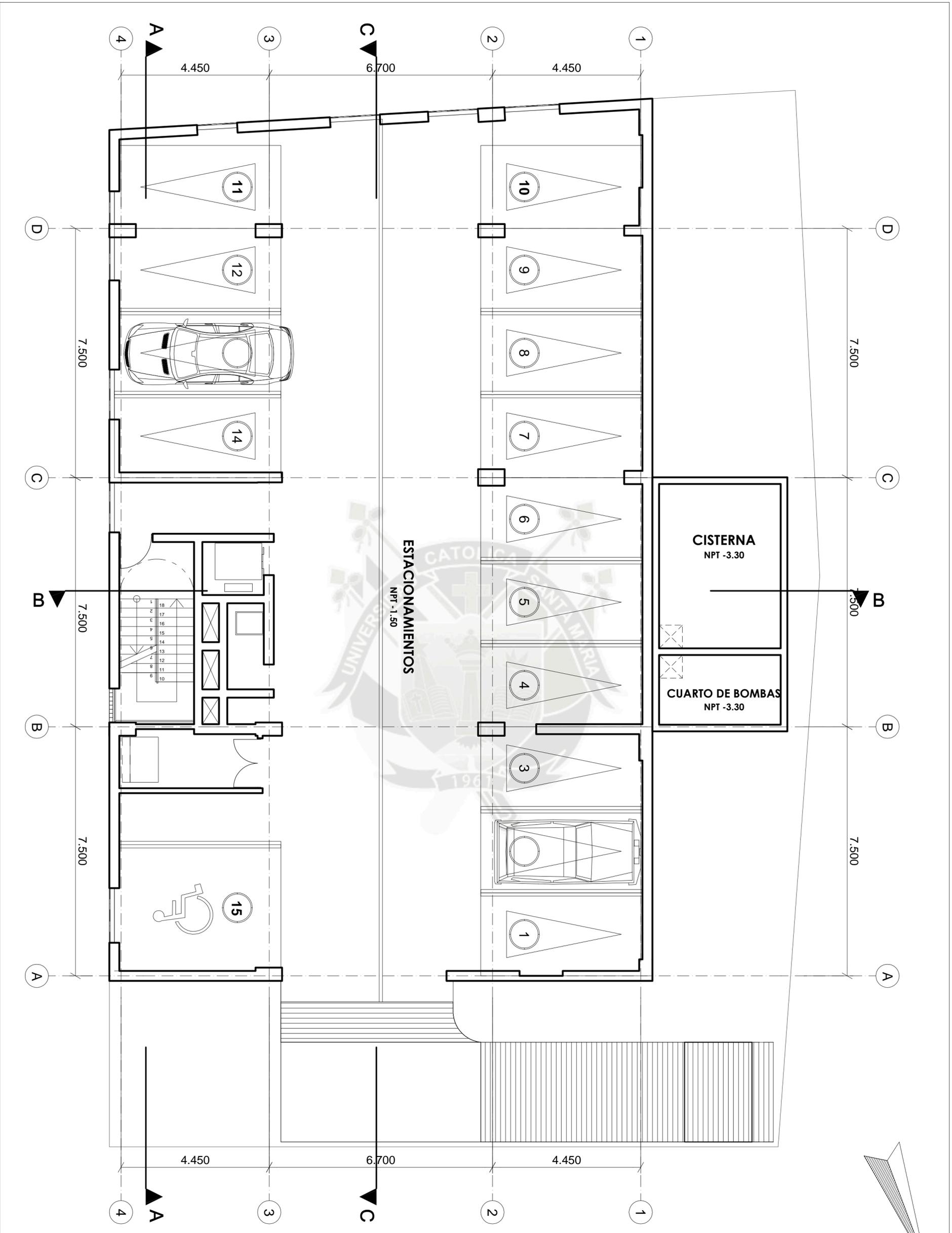
PLANO:
**DISTRIBUCIÓN
ARQUITECTÓNICA**

**PLANTA DE
CISTERNA**

ESCALA:
1:75

FECHA:
**JUNIO
2016**

LÁMINA:
A-01



ESTACIONAMIENTOS
NPT -1.50

CISTERNA
NPT -3.30

CUARTO DE BOMBAS
NPT -3.30

UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

TESISTA:
HELEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
DISTRIBUCIÓN
ARQUITECTÓNICA

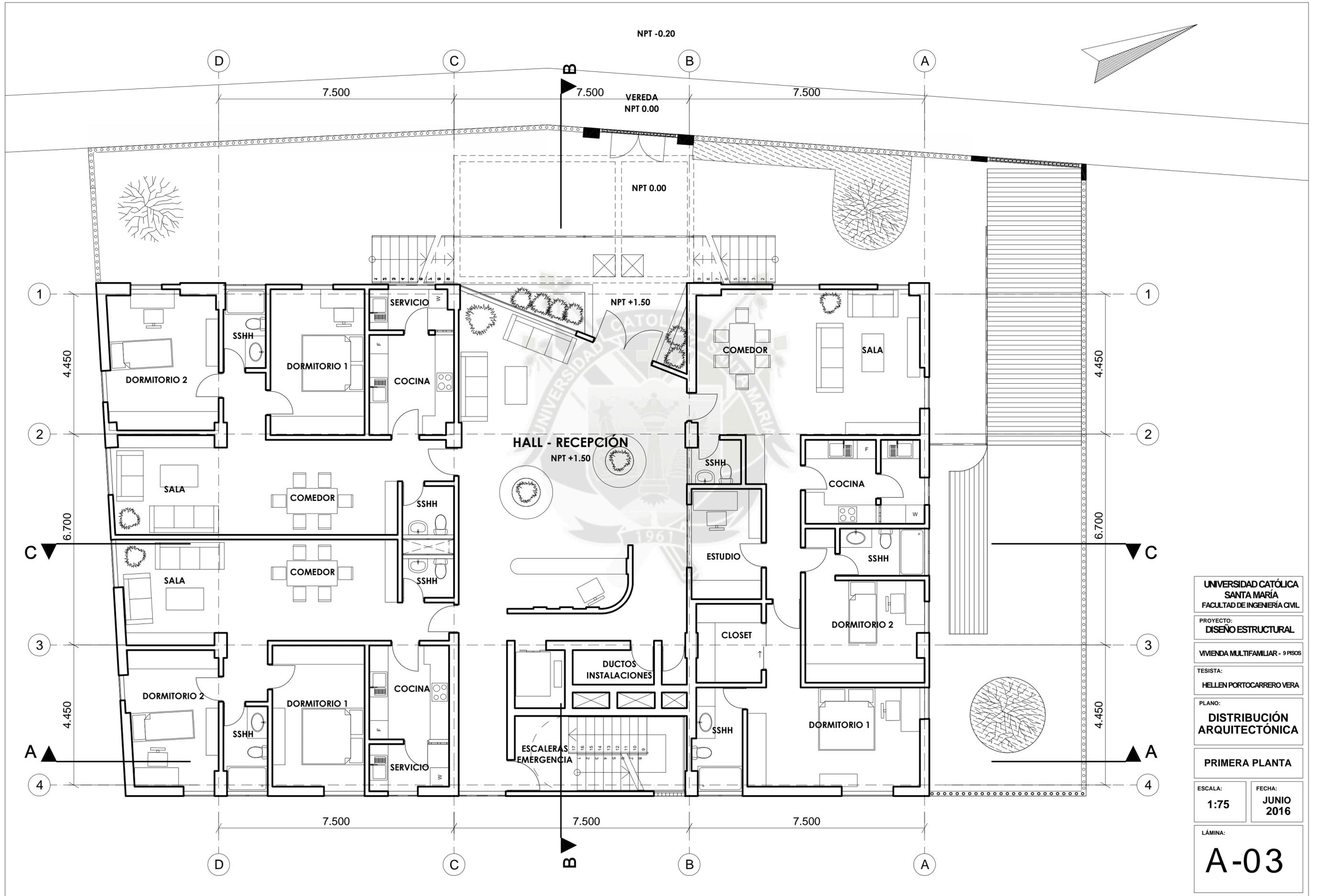
PLANTA DE
ESTACIONAMIENTO

ESCALA:
1:75

FECHA:
JUNIO
2016

LÁMINA:

A-02



UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

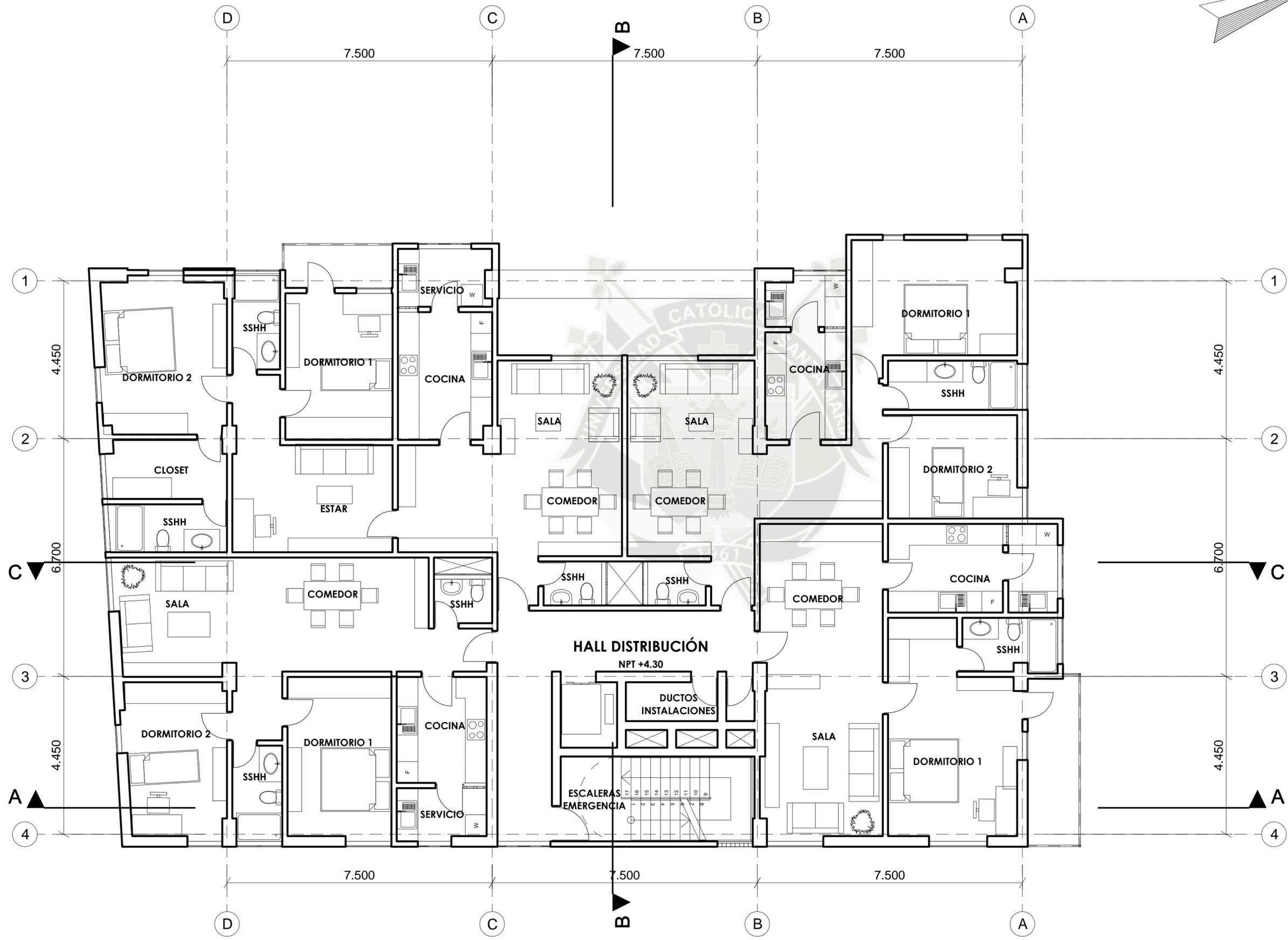
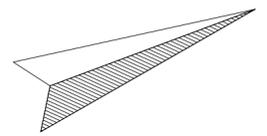
TESISTA:
HELLEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
DISTRIBUCIÓN
ARQUITECTÓNICA

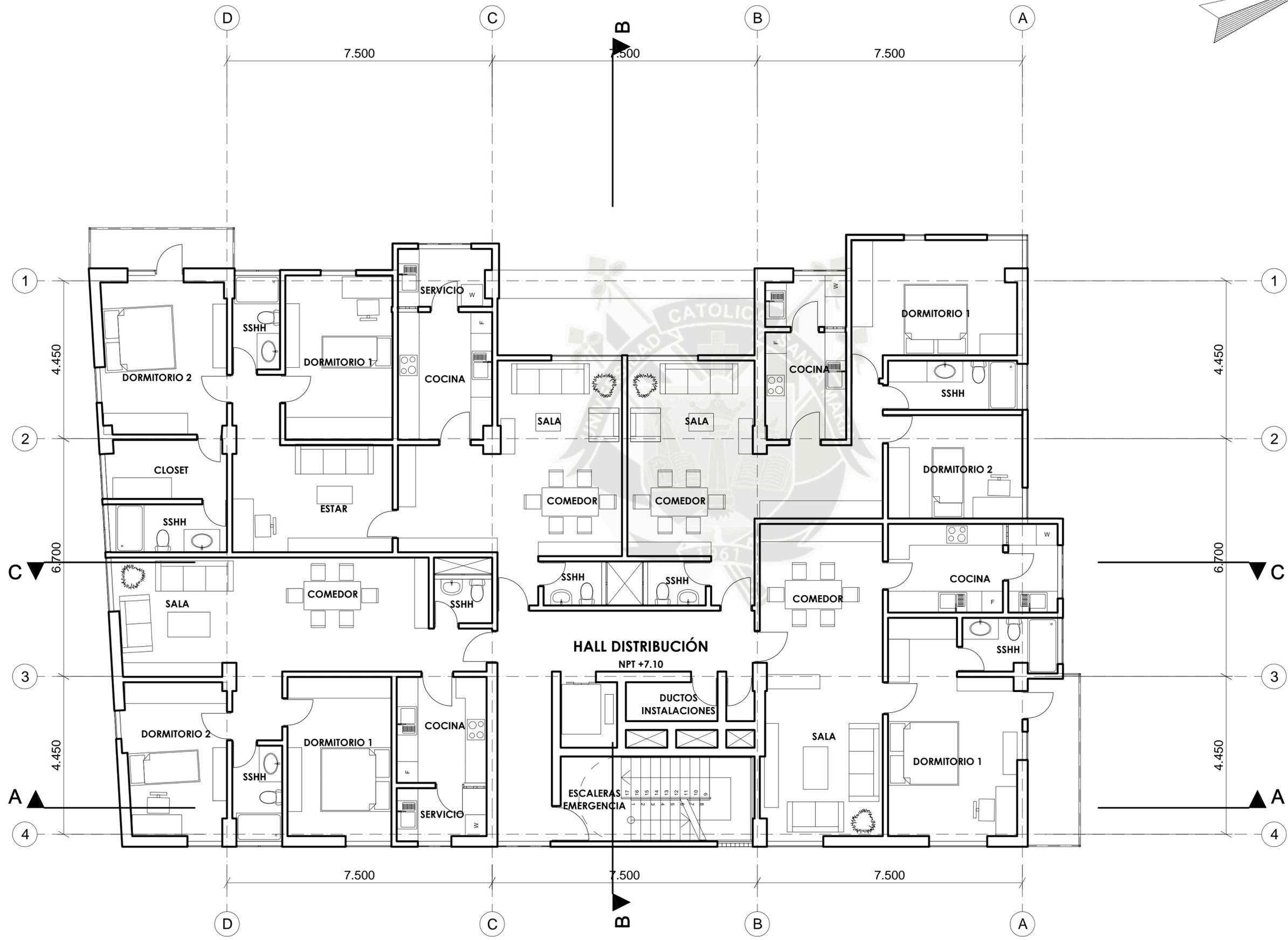
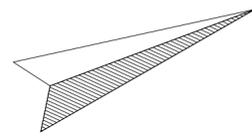
PRIMERA PLANTA

ESCALA: 1:75	FECHA: JUNIO 2016
-----------------	-------------------------

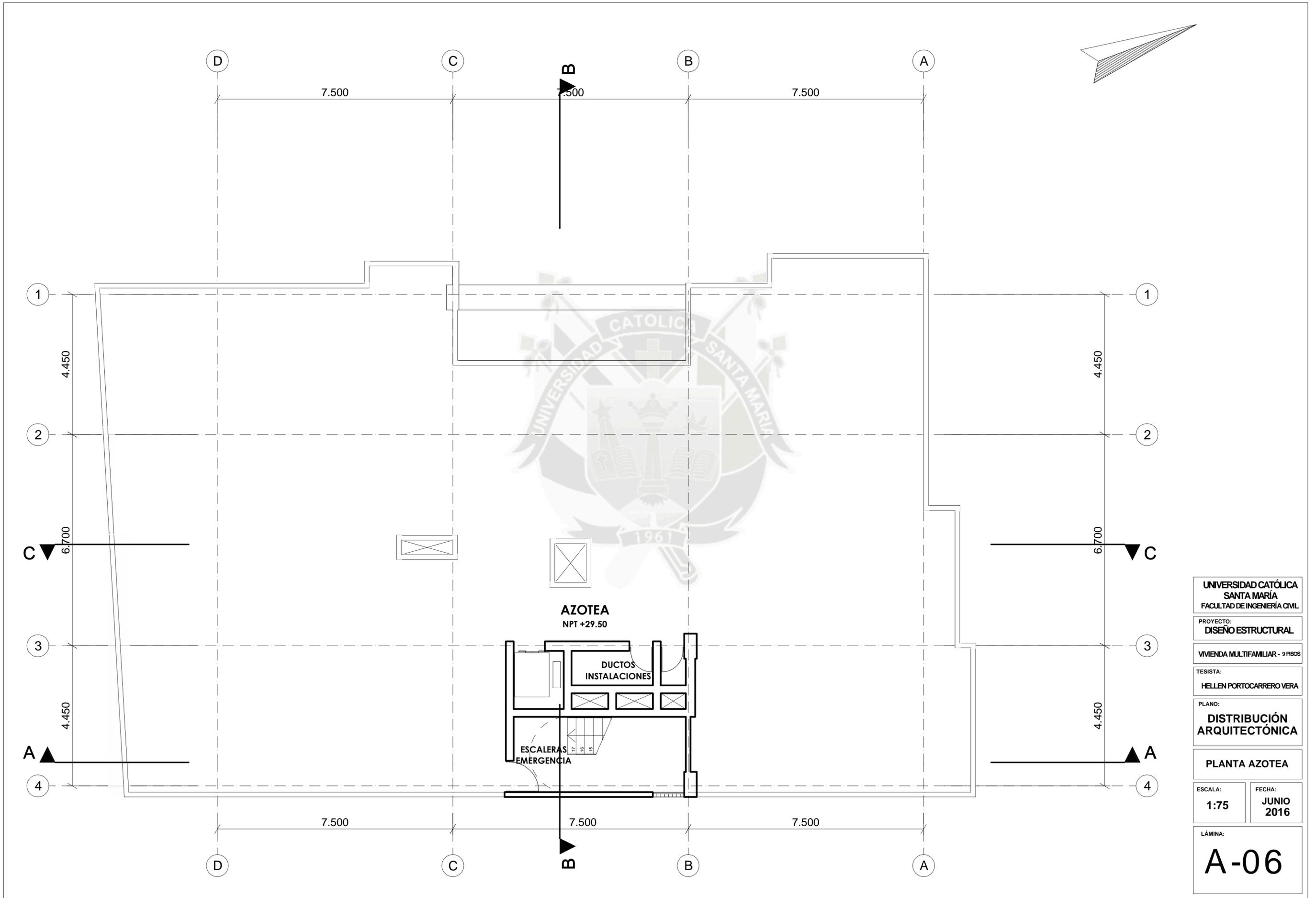
LÁMINA:
A-03



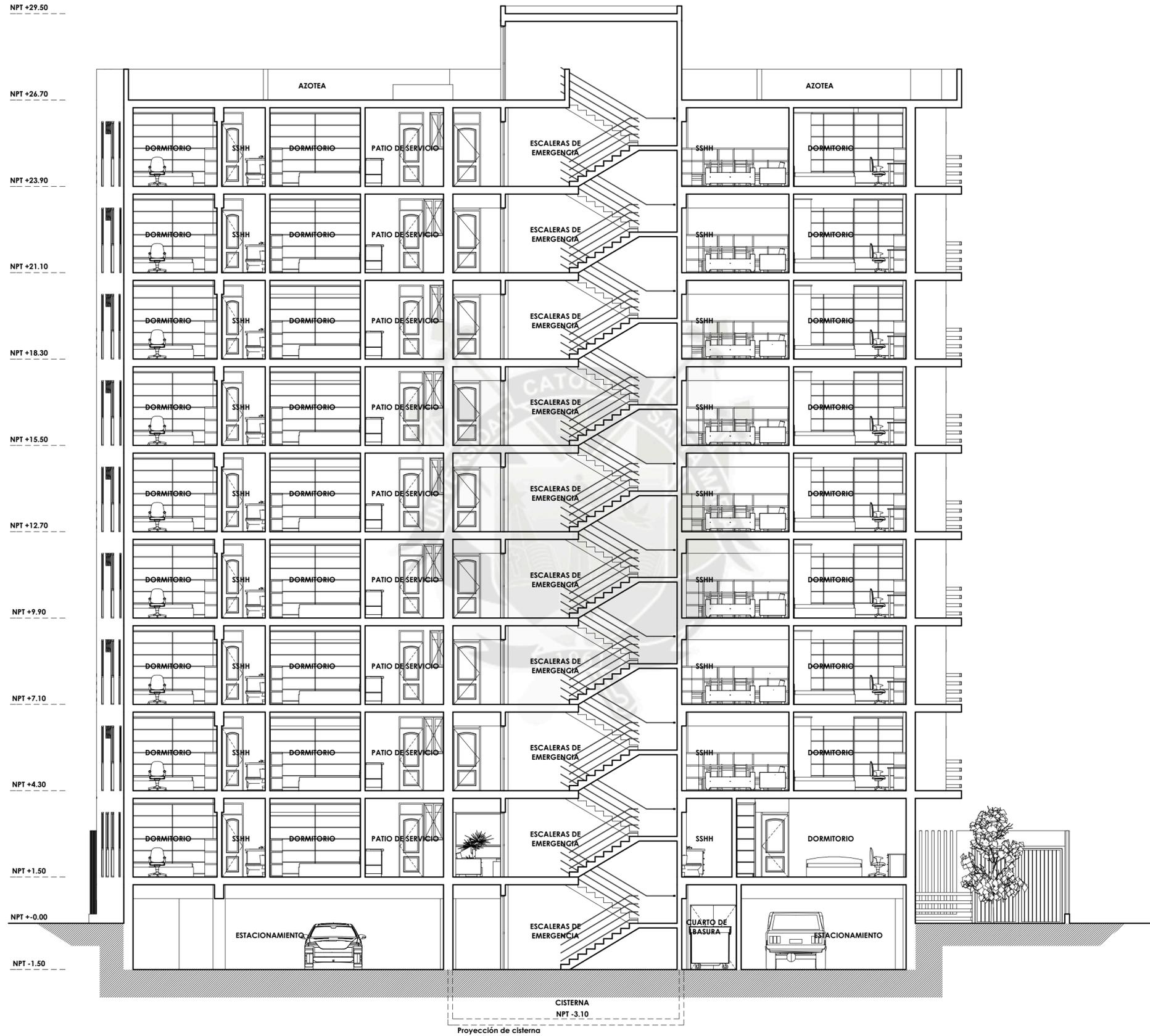
UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS	
TESISTA: HELLEN PORTOCARRERO VERA	
PLANO: DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA	
2da, 4ta, 6ta y 8va PLANTA	
ESCALA: 1:75	FECHA: JUNIO 2016
LÁMINA: A-04	



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS	
TESISTA: HELLEN PORTOCARRERO VERA	
PLANO: DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA	
3ra, 5ta, 7ma y 9na PLANTA	
ESCALA: 1:75	FECHA: JUNIO 2016
LÁMINA: A-05	



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS	
TESISTA: HELLEN PORTOCARRERO VERA	
PLANO: DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA	
PLANTA AZOTEA	
ESCALA: 1:75	FECHA: JUNIO 2016
LÁMINA: A-06	



CORTE A-A

UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

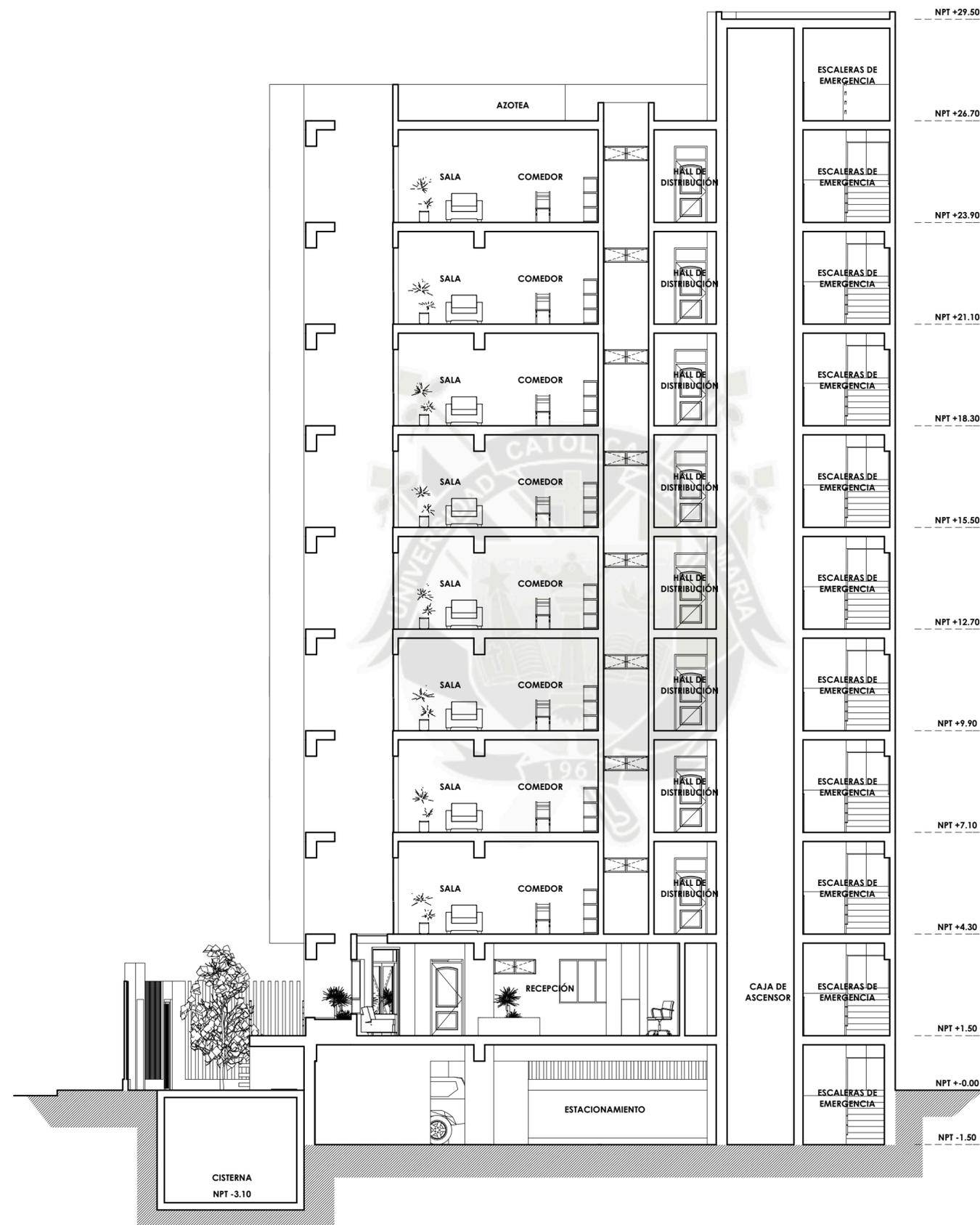
TESISTA:
HELLEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
CORTE A-A

ESCALA:
1:100

FECHA:
JUNIO 2016

LÁMINA:
A-07



CORTE B-B

UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

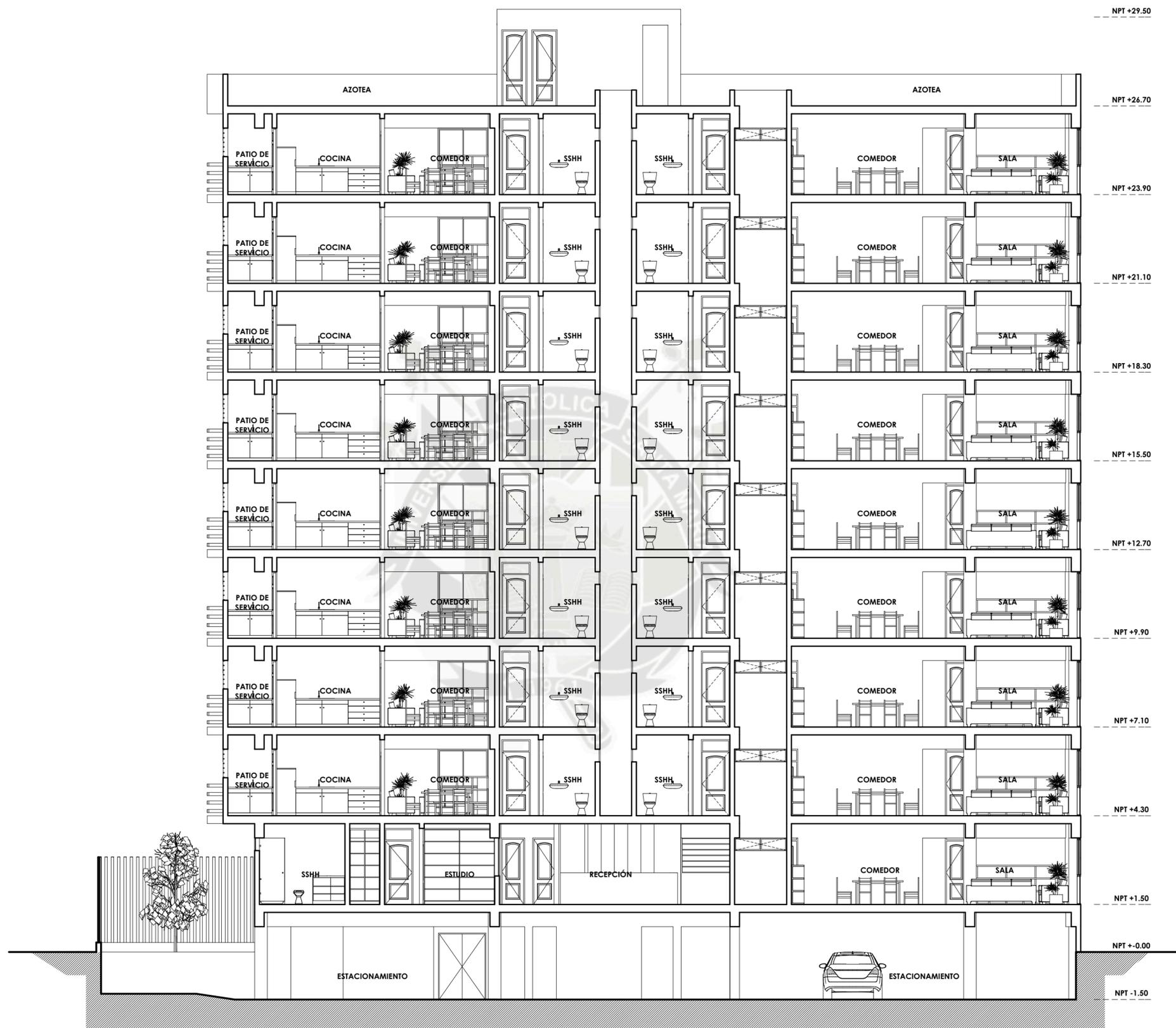
TESISTA:
HELLEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
CORTE B-B

ESCALA:
1:100

FECHA:
**JUNIO
2016**

LÁMINA:
A-08



CORTE C-C

UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

TESISTA:
HELLEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
CORTE C-C

ESCALA:
1:100

FECHA:
JUNIO 2016

LÁMINA:
A-09



ELEVACIÓN FRONTAL

UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

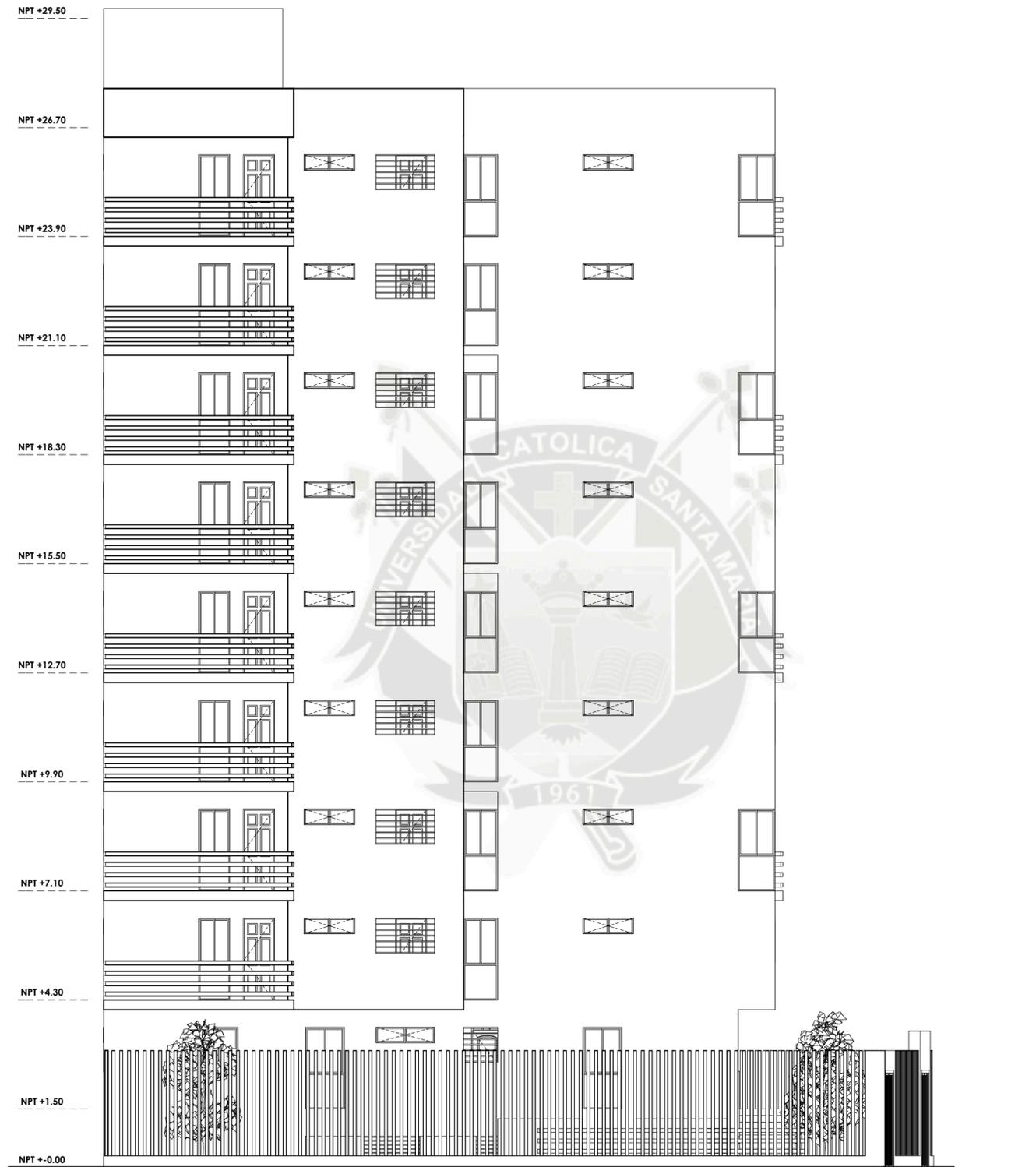
TESISTA:
HELLEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
**ELEVACIÓN
FRONTAL**

ESCALA:
1:100

FECHA:
**JUNIO
2016**

LÁMINA:
A-10



ELEVACIÓN IZQUIERDA

UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS

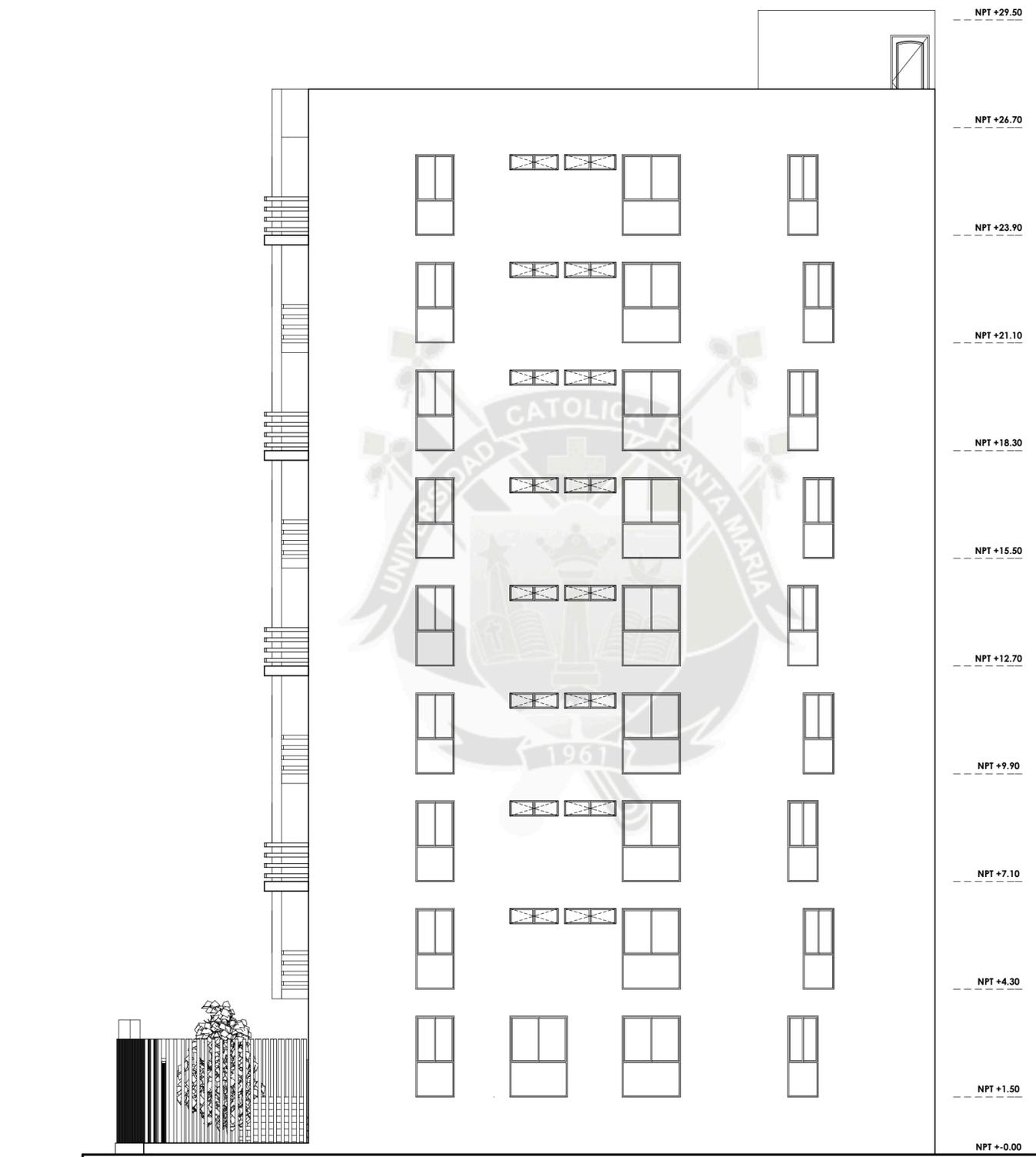
TESISTA:
HELLEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
**ELEVACIÓN
LATERAL IZQUIERDA**

ESCALA:
1:100

FECHA:
**JUNIO
2016**

LÁMINA:
A-11



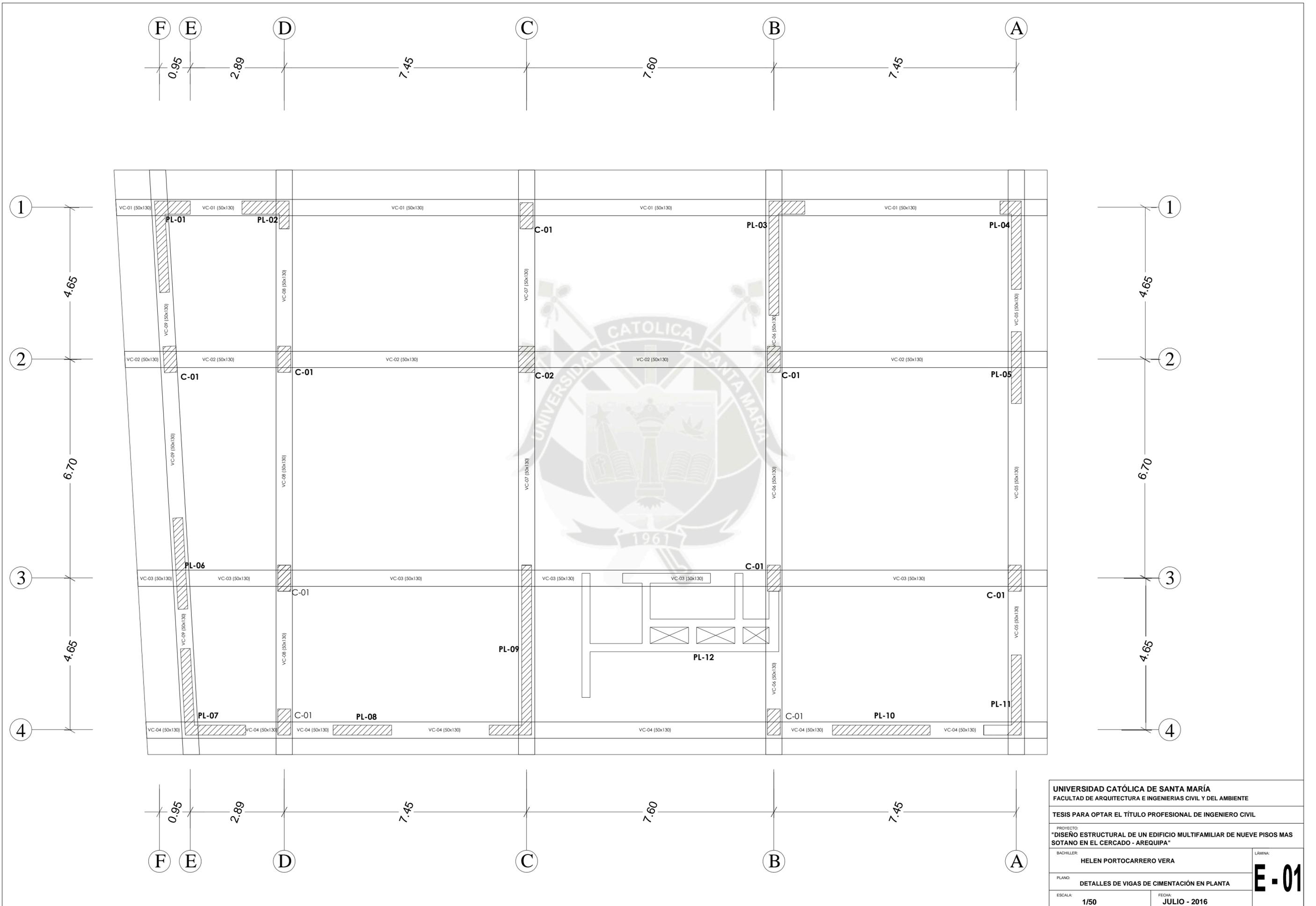
ELEVACIÓN DERECHA

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS	
TESISISTA: HELLEN PORTOCARRERO VERA	
PLANO: ELEVACIÓN LATERAL DERECHA	
ESCALA: 1:100	FECHA: JUNIO 2016
LÁMINA: A-12	

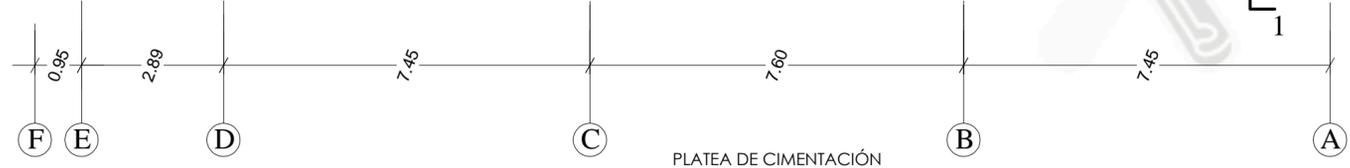
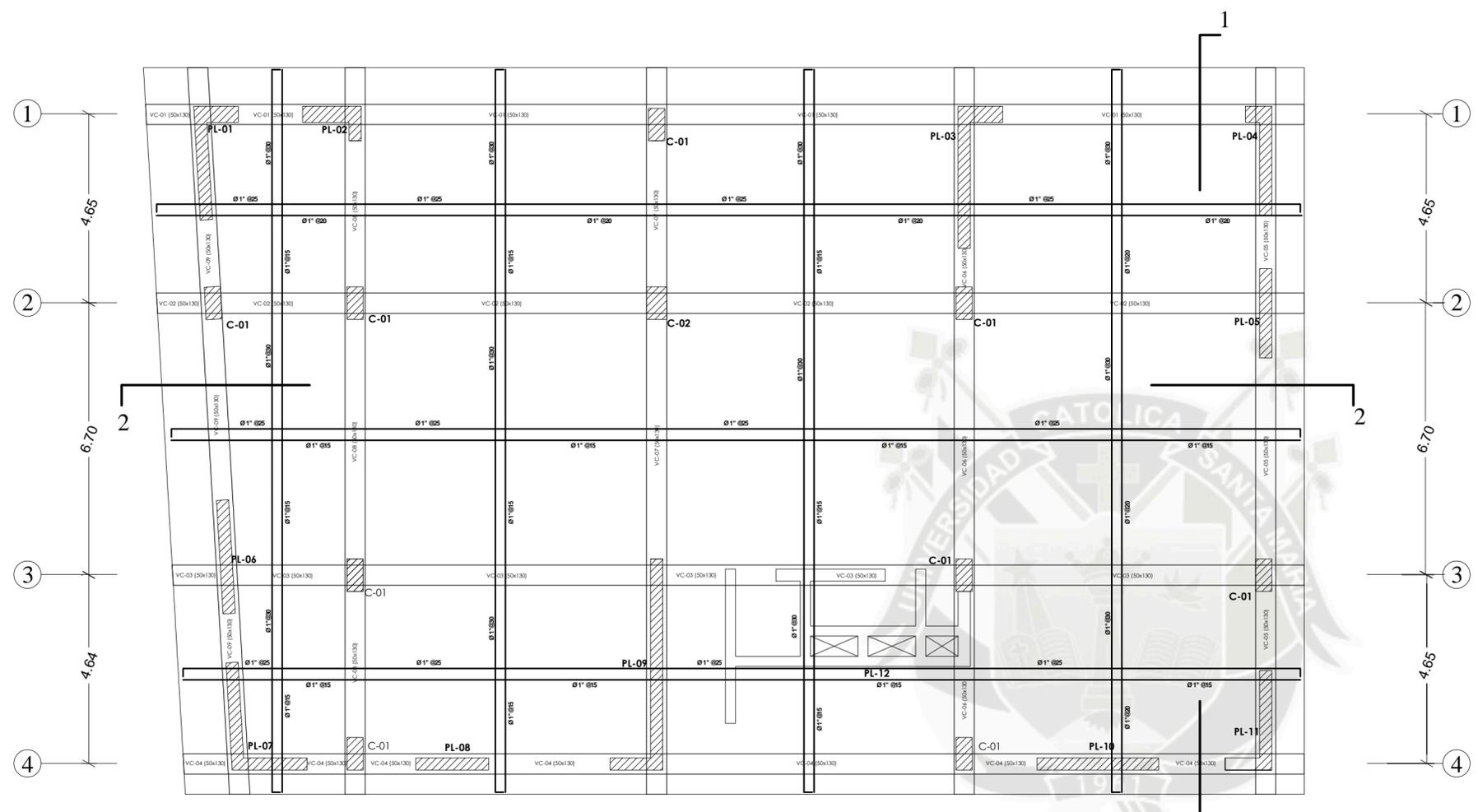


ELEVACIÓN POSTERIOR

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR - 9 PISOS	
TESISTA: HELLEN PORTOCARRERO VERA	
PLANO: ELEVACIÓN POSTERIOR	
ESCALA: 1:100	FECHA: JUNIO 2016
LÁMINA: A-13	



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER: HELEN PORTOCARRERO VERA	LÁMINA: E-01
PLANO: DETALLES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN EN PLANTA	
ESCALA: 1/50	FECHA: JULIO - 2016



PLATEA DE CIMENTACIÓN
ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO: USAR CEMENTO PORTLAND P - YURA
ESTRUCTURAS C' A' f'c=210 Kg/cm² (vigas, bases aligeradas en 2 direcciones, escalera, columnas)
 f'c=200 Kg/cm² (placas, vigas orientadas, columnas, placas)

B) ACERO:
 EN GENERAL f_y = 4200 kg/cm²
 ASTM - A615 GRADO 60.

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO:
 RESISTENCIA DE TERRENO (t) = 2.23 KG/CM²
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (m) = 2.20 (máxima)
 FACTOR DEL SUELO (S) = 1.20 (tipo S2)
 PERIODO DE VIBRACIÓN (T) = 0.60 (s)

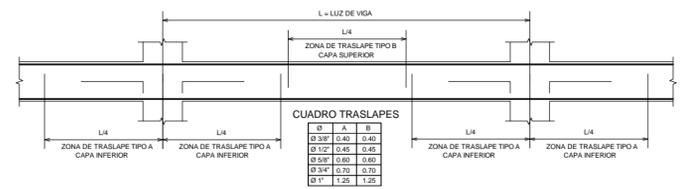
D) PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE:
 1) ZONA (Z) = 1 FACTOR DE ZONA = 2 = 0.60
 2) PERIODO: FACTOR SUELO = 1.10 (S1 - 0.60)
 3) FACTOR DE USO = U = 1.00 (EDIFICACION COMEN PARA VIVIENDA)
 4) AMPLIFICACION SISMICA = C = 5.00 (Segun Analisis Dinamico RNC - 2.2)
 5) SISTEMA ESTRUCTURAL = DUAL

E) COEFICIENTE DE REDUCCION = R = 7.00
F) DESPLAZAMIENTO "X" a "Y" RELATIVOS ENTRE PISOS = Δ_{rel} ≤ 0.007

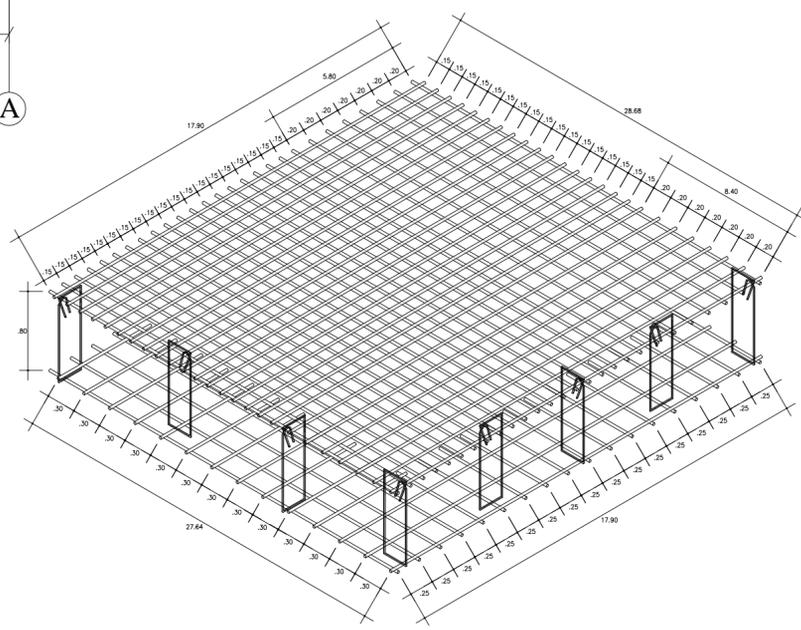
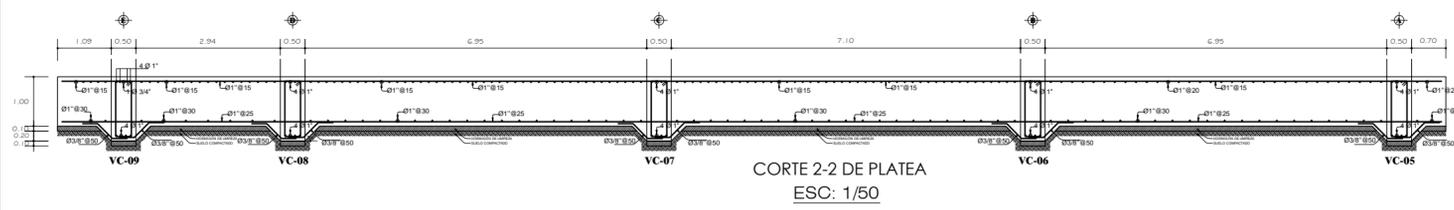
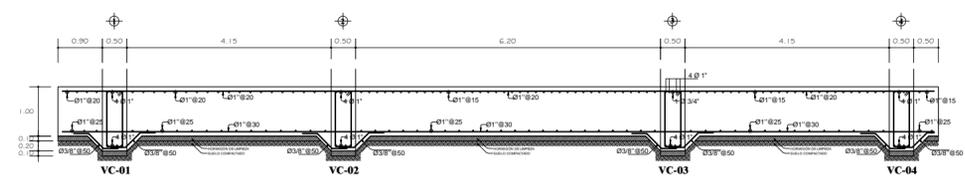
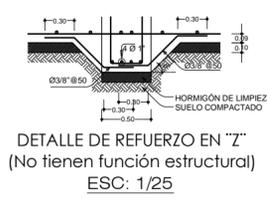
G) PROYECTO : CARGAS PARA SISMO (Q = 100% L = 50%)

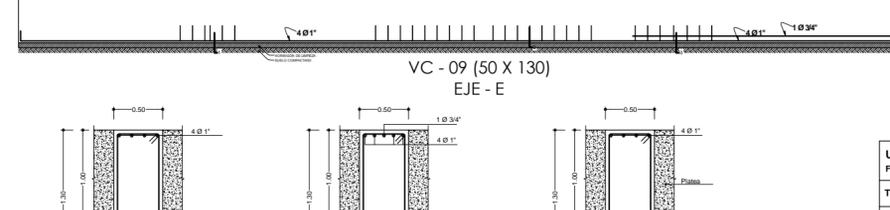
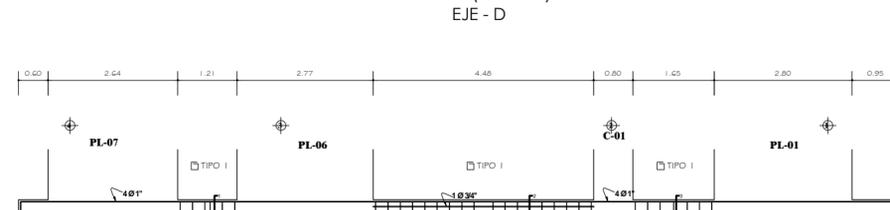
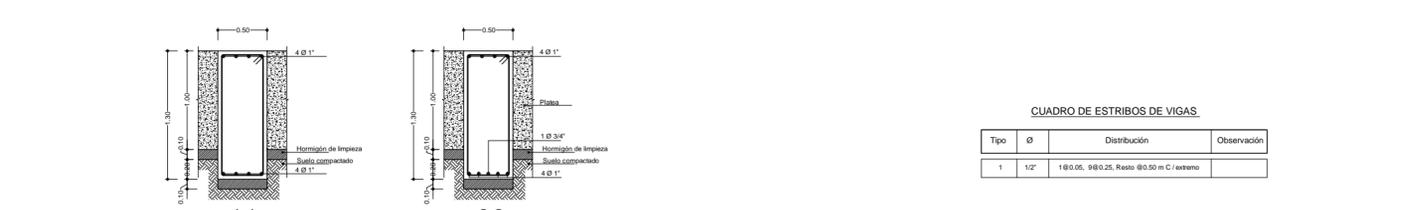
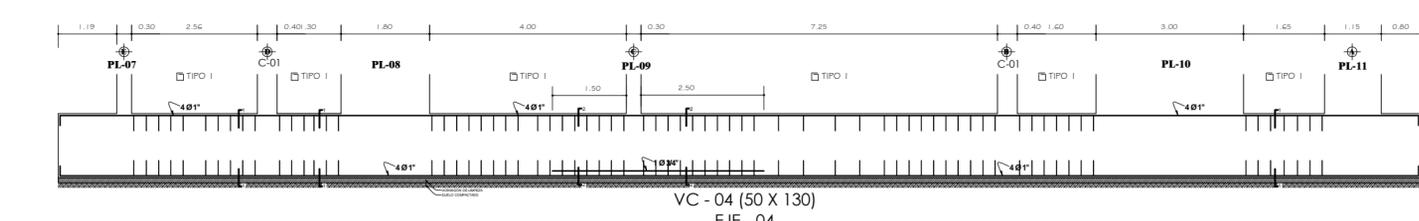
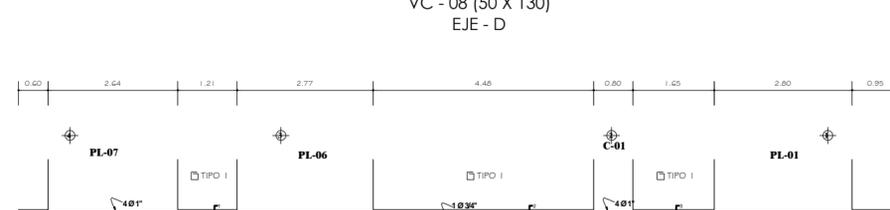
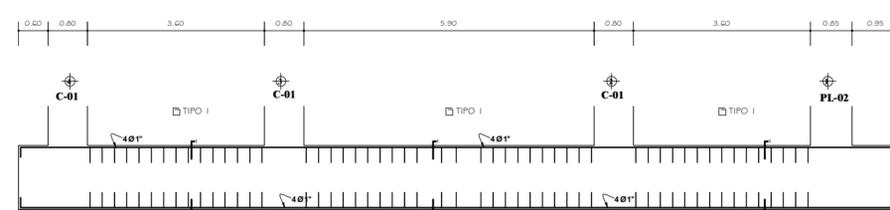
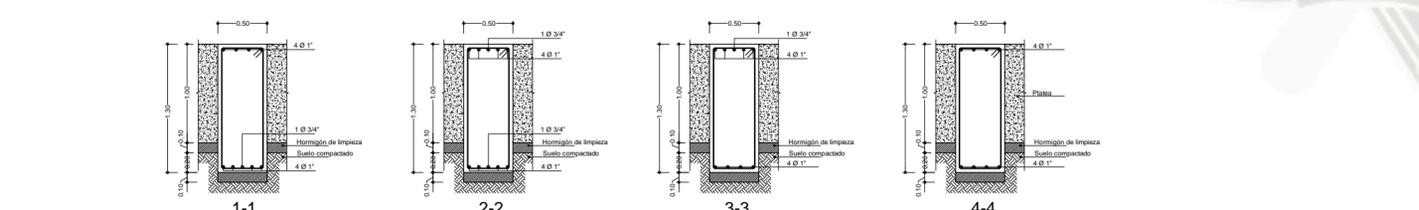
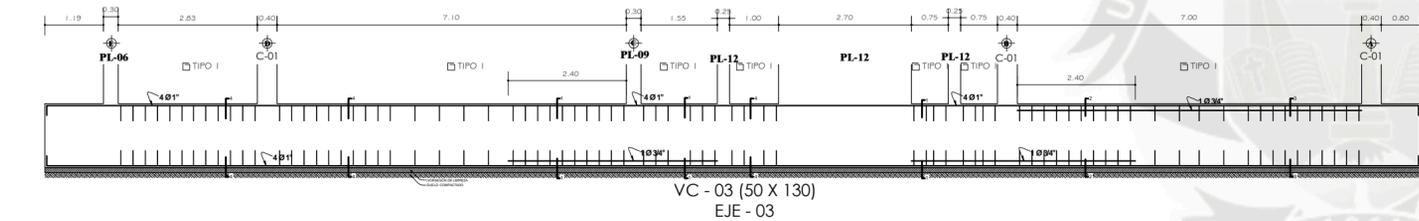
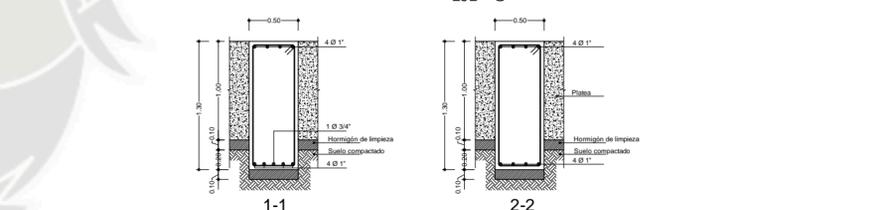
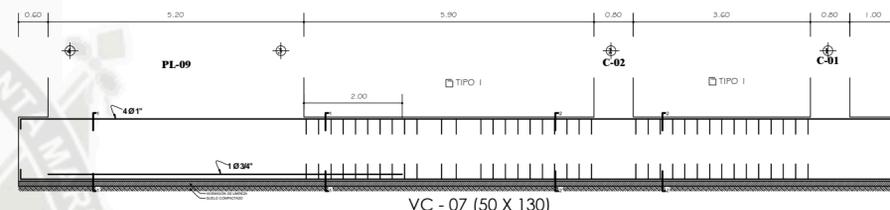
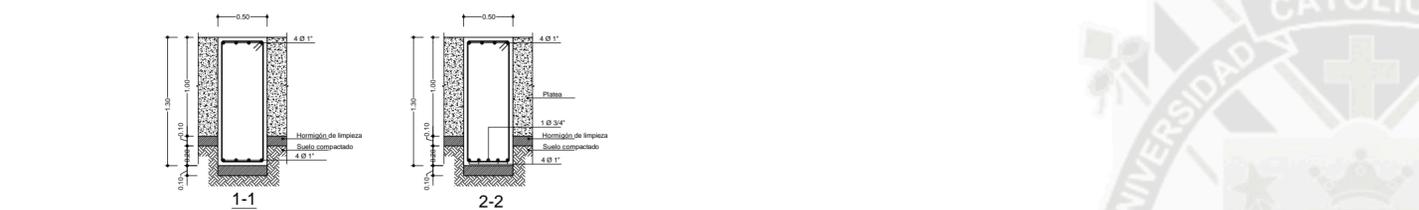
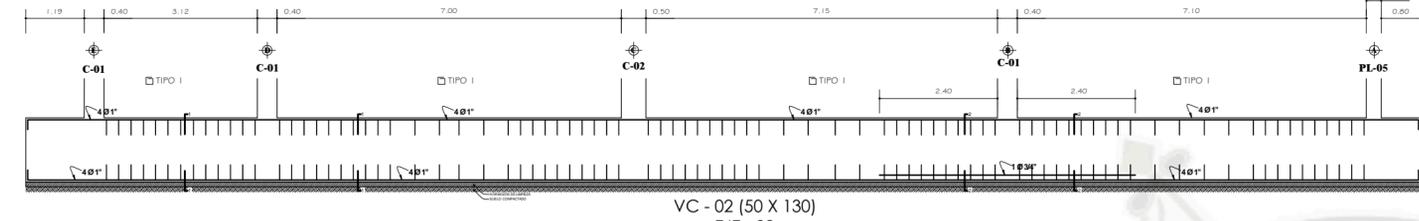
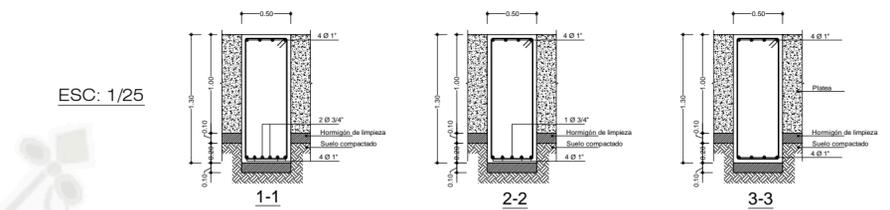
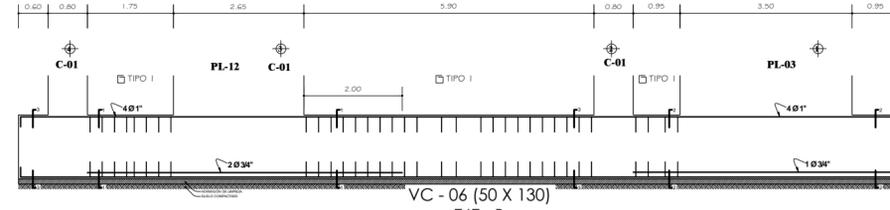
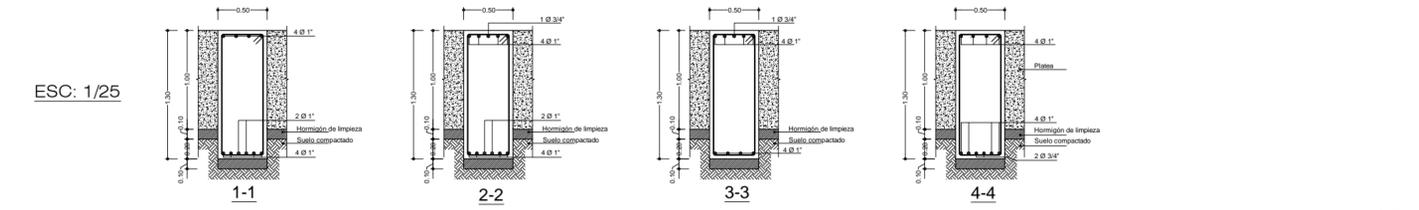
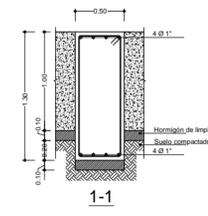
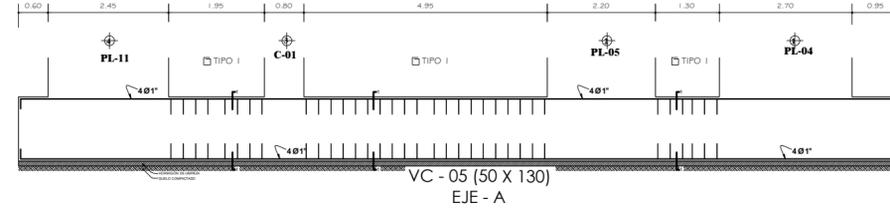
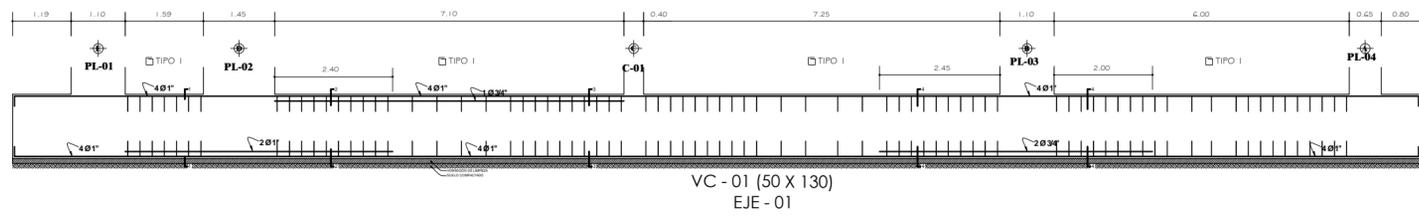
F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS

Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	Diámetro Delatado(mm)	
					VARRILLA	ESTRIBOS
6mm	350	350	65	150	30	30
8mm	400	400	75	200	57	40
3/8"	400	400	100	200	57	40
1/2"	450	450	200	250	76	50
5/8"	600	600	-	300	95	65
3/4"	750	750	-	350	115	-
1"	1250	1250	-	450	200	-



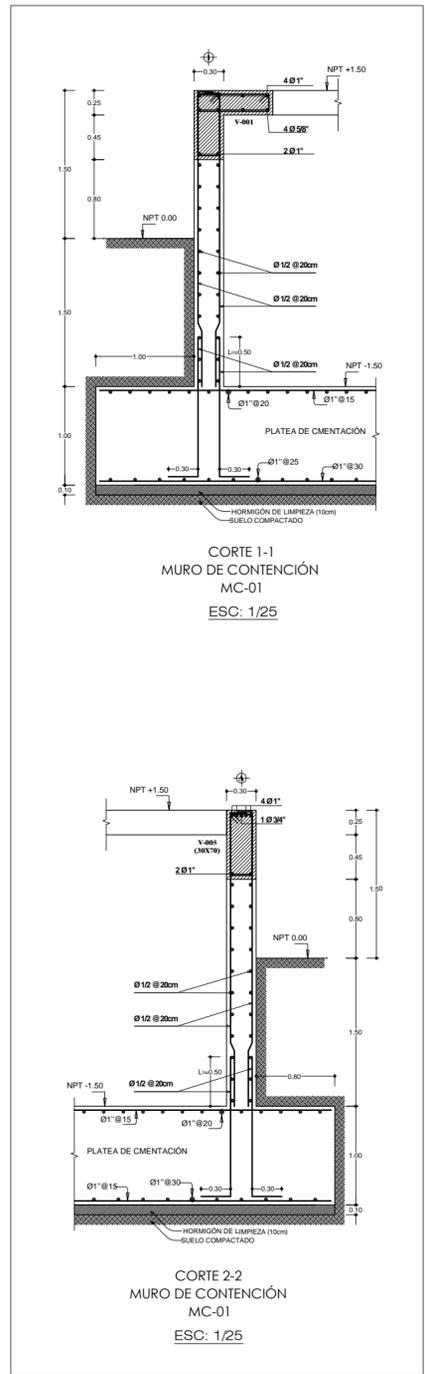
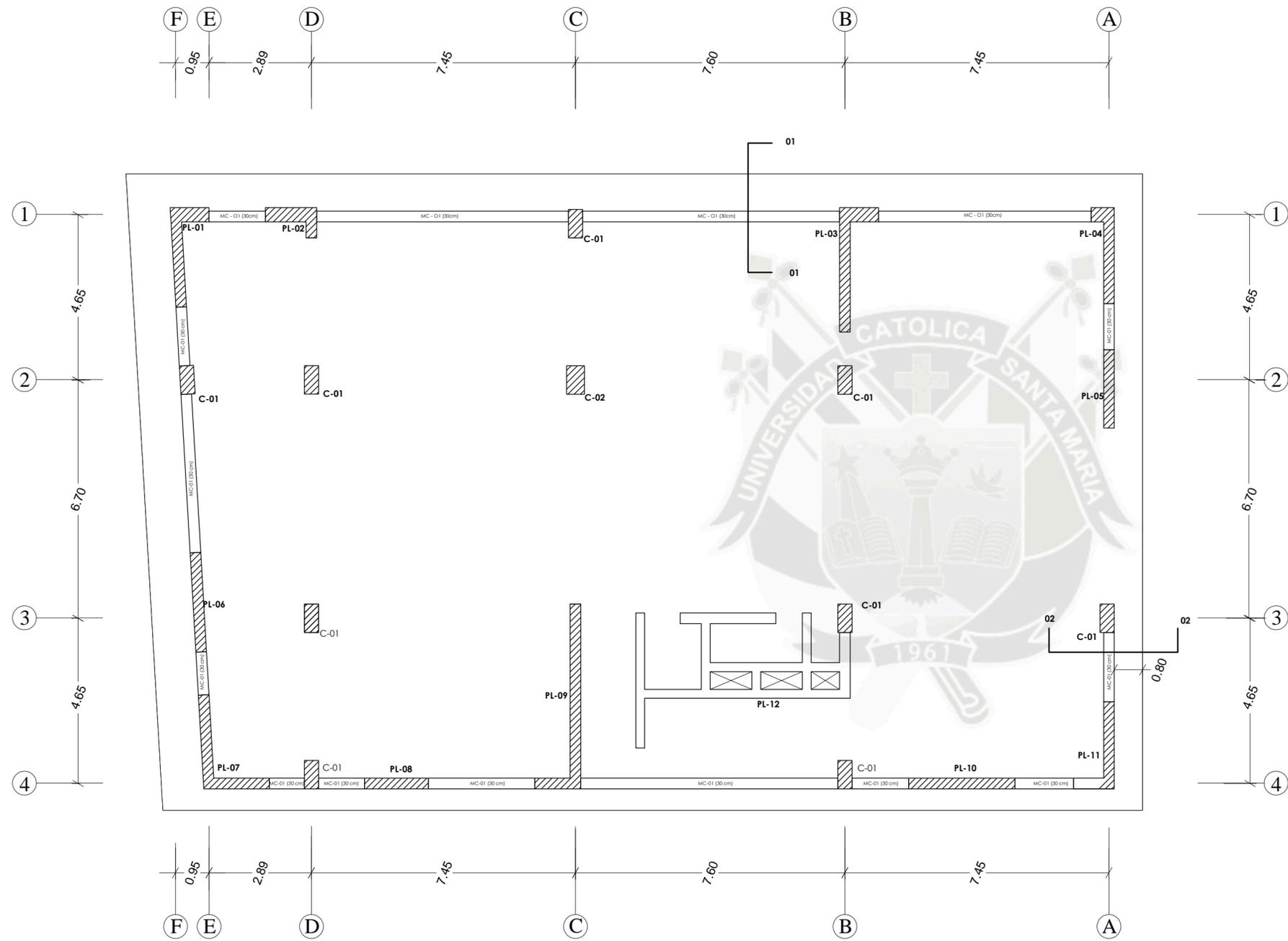
DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
ESC: 1/50





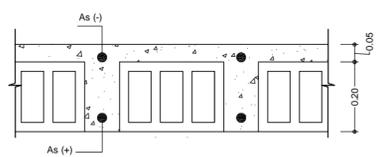
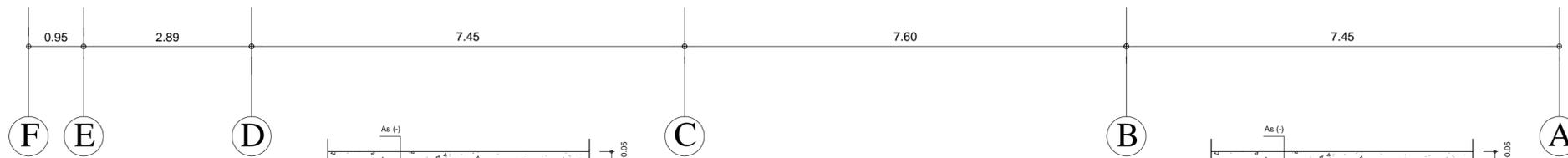
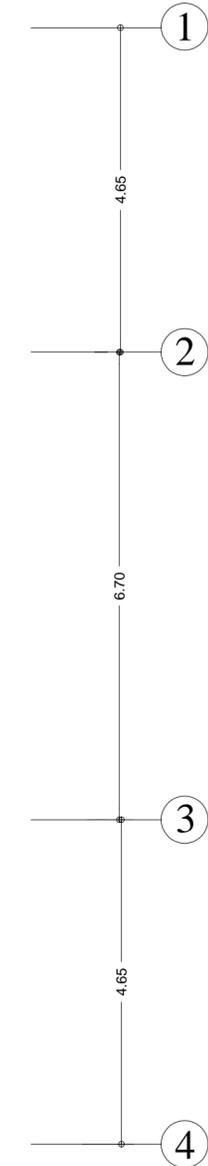
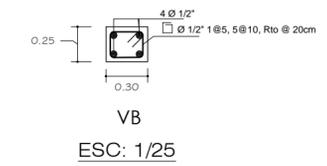
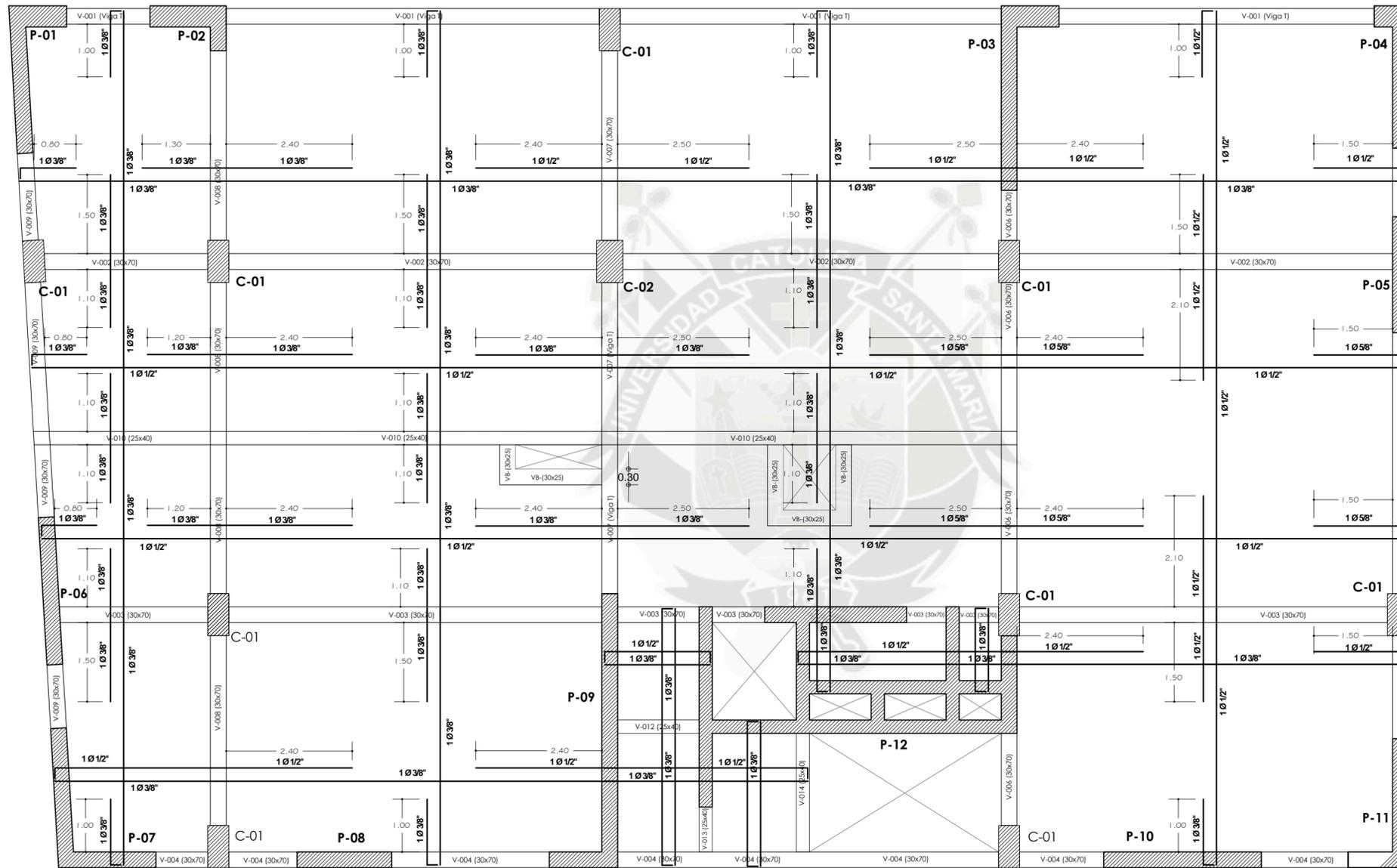
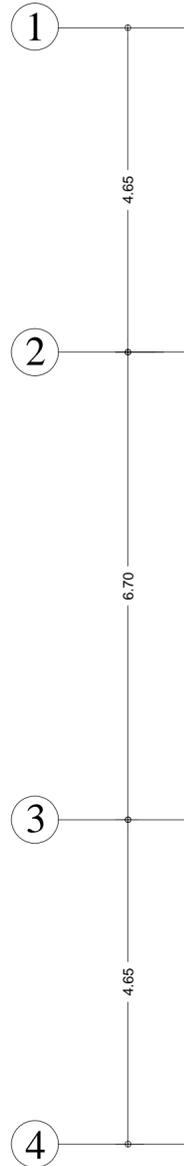
CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	1/2"	1Ø0.05, 9Ø0.25, Resto Ø0.50 m C/ extremo	



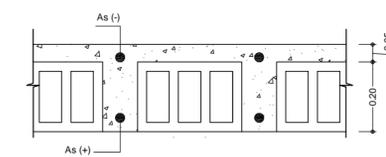
DETALLES DE MUROS DE CONTENCIÓN

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHELIER:	HELEN PORTOCARRERO VERA
PLANO:	UBICACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN Y DETALLES
ESCALA:	1/50
FECHA:	JULIO - 2016



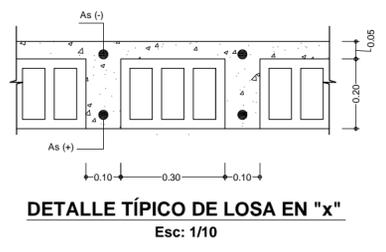
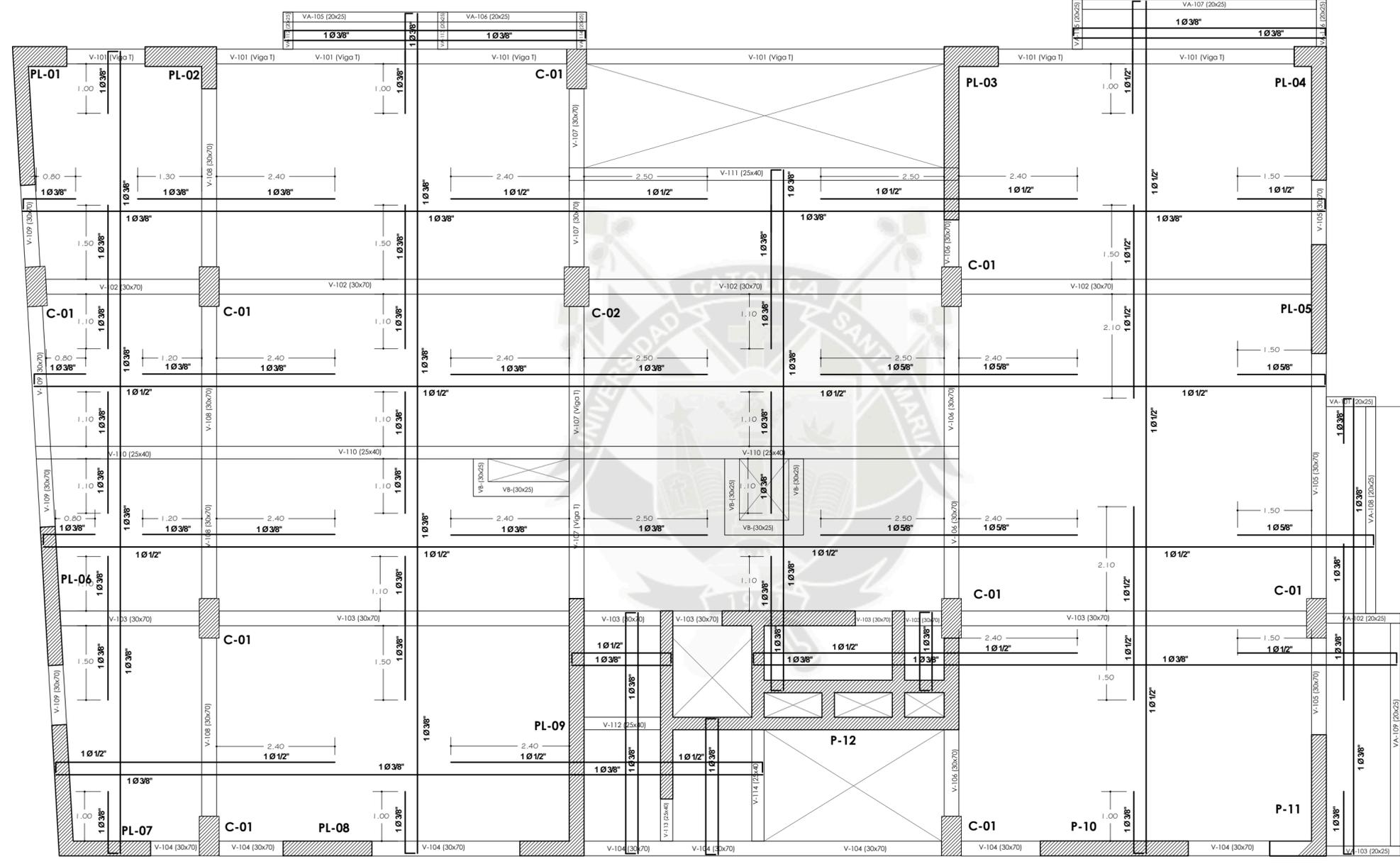
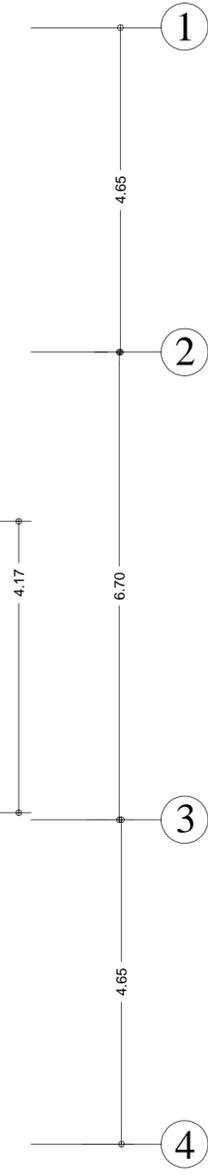
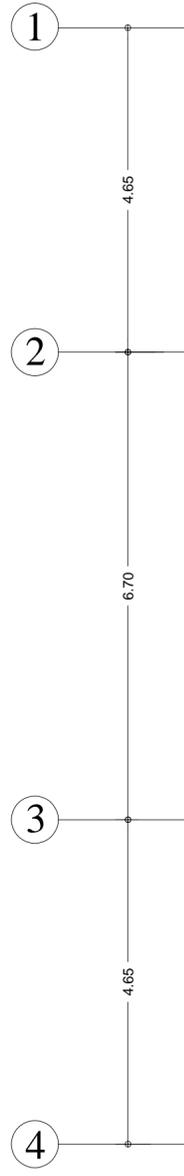
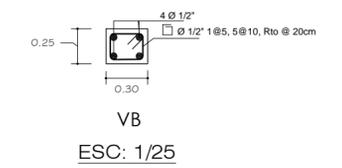
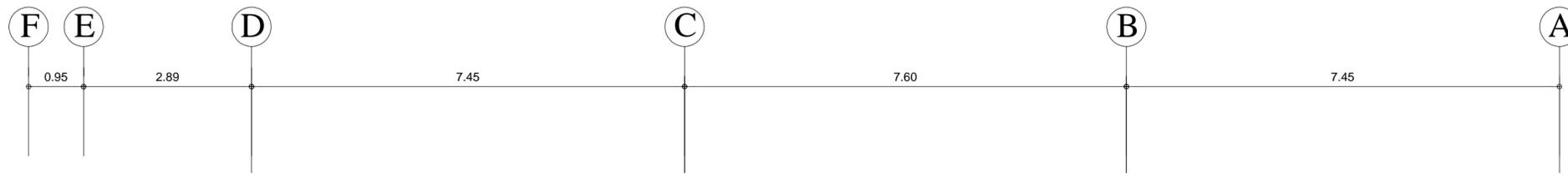
DETALLE TÍPICO DE LOSA EN "x"
Esc: 1/10

LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL - TECHO ESTACIONAMIENTOS
h = 0.25m
Esc: 1/50

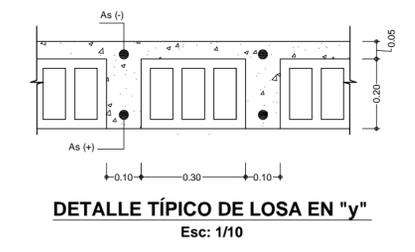


DETALLE TÍPICO DE LOSA EN "x"
Esc: 1/10

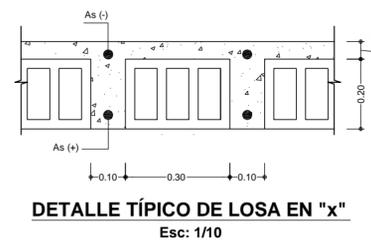
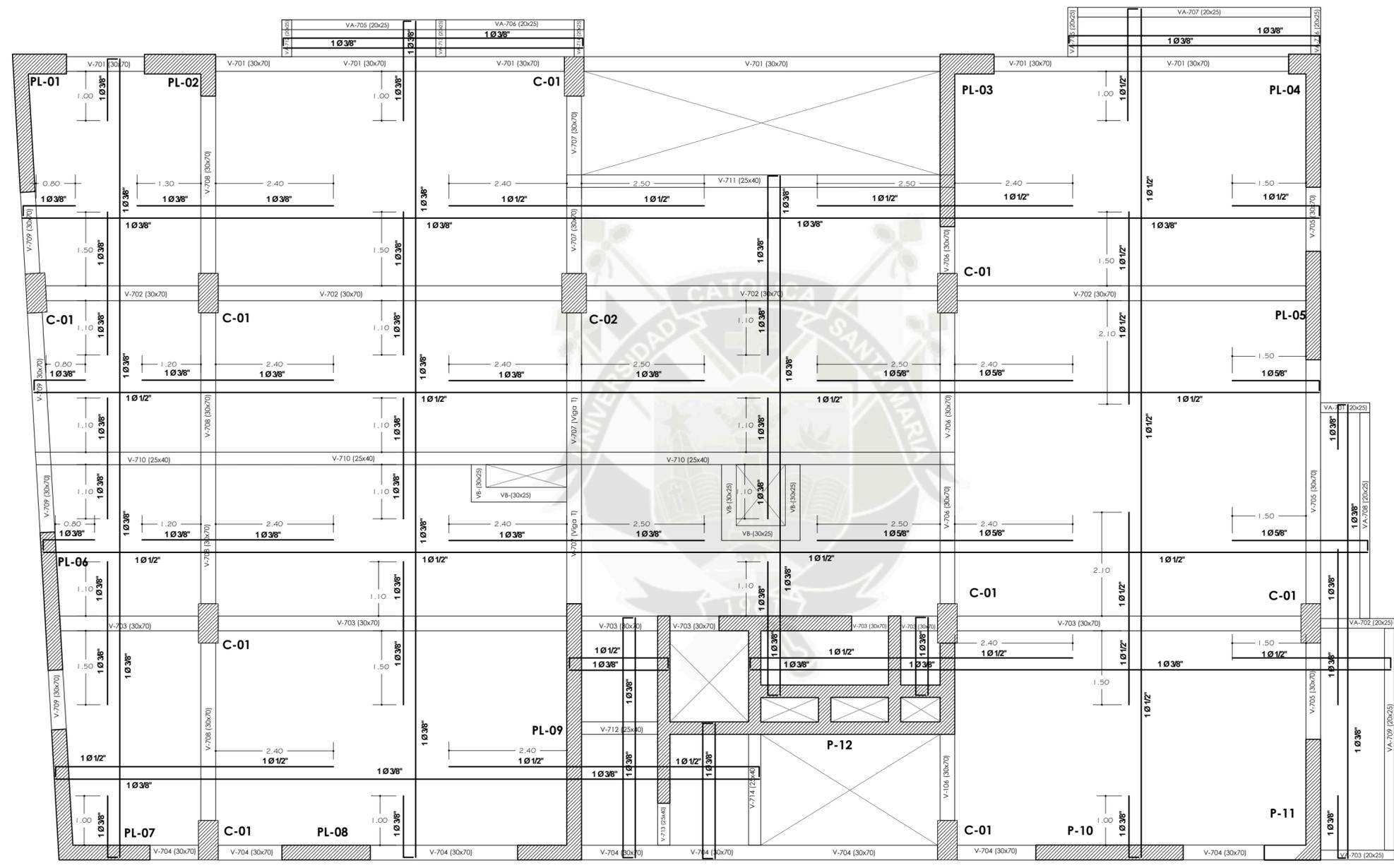
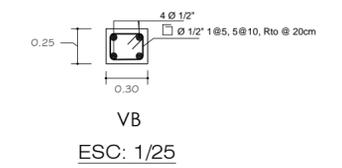
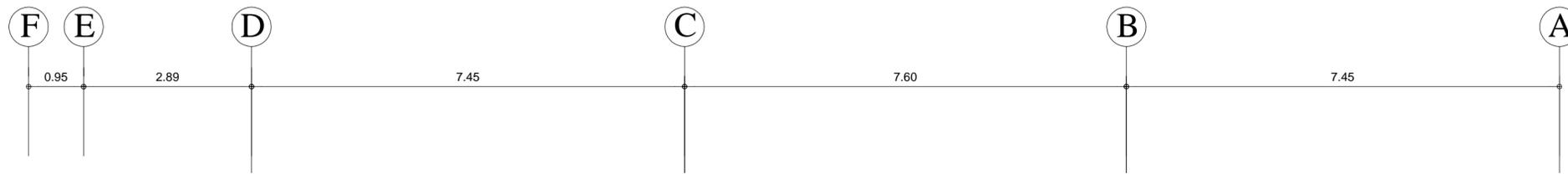
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER: HELEN PORTOCARRERO VERA	LÁMINA: E - 05
PLANO: DETALLES DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS SENTIDOS	FECHA: JULIO - 2016
ESCALA: 1/50	



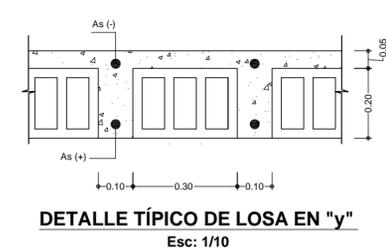
**LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL
TECHO PLANTA (1,3,5)
h = 0.25m
Esc: 1/50**



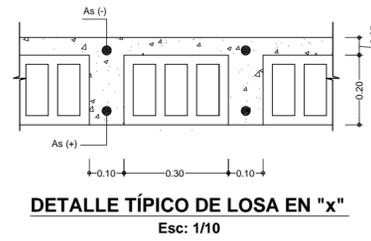
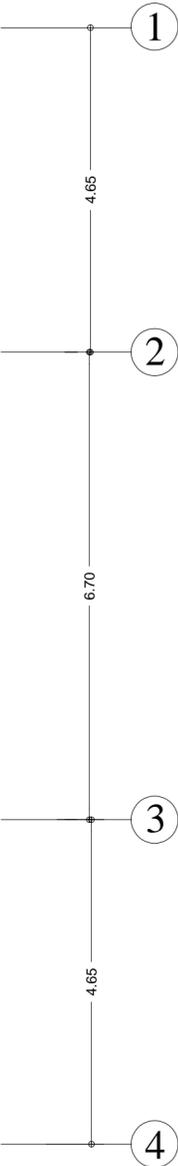
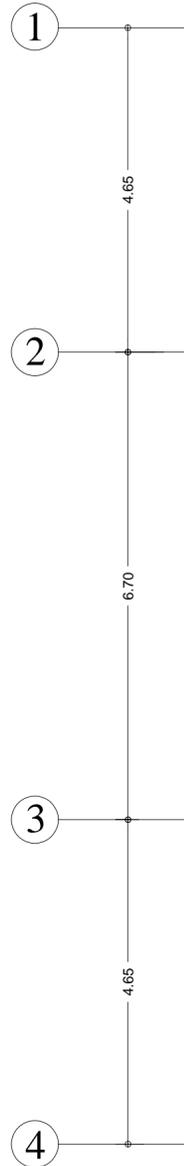
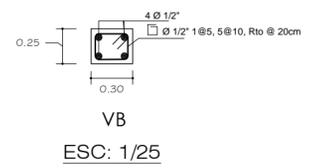
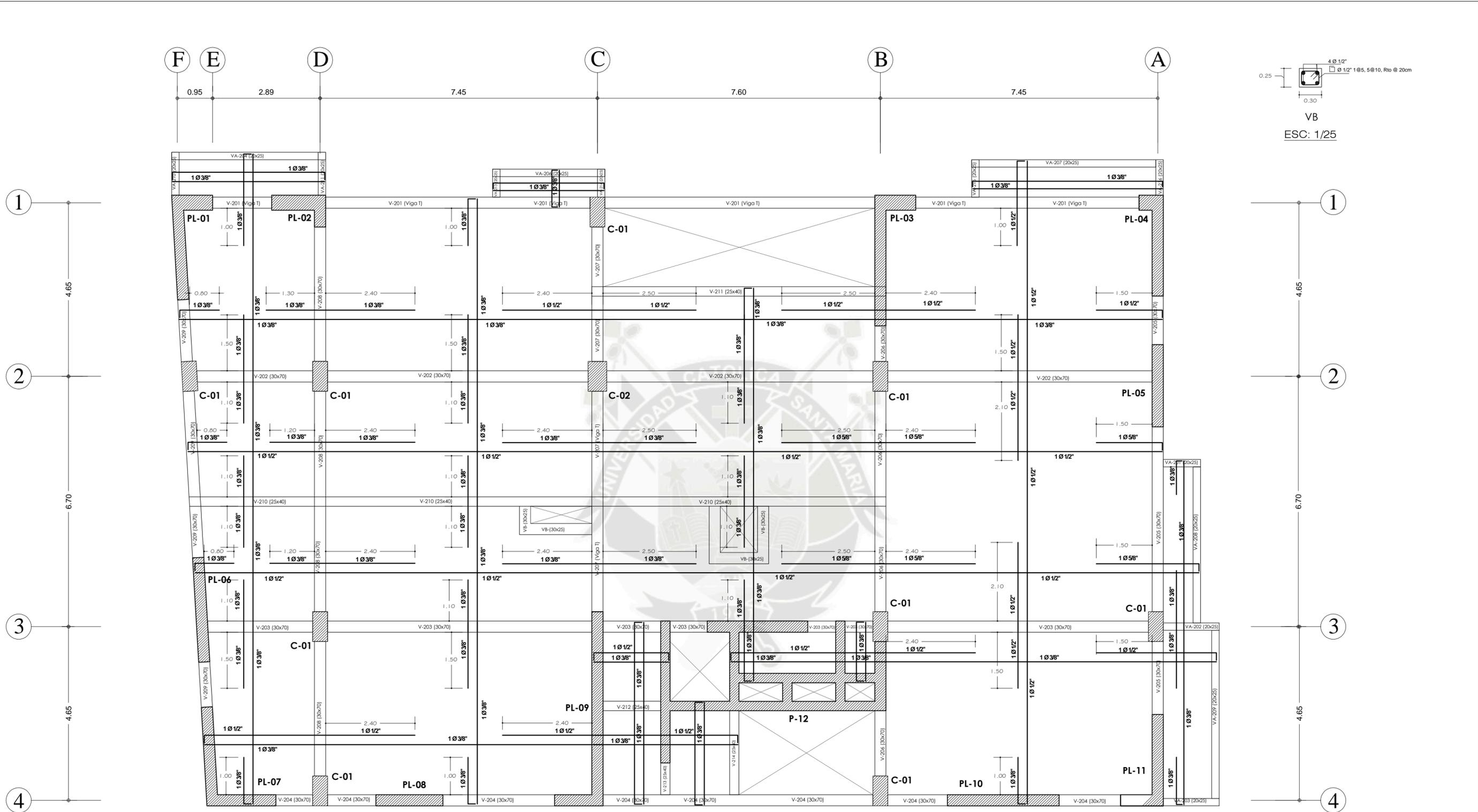
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER: HELEN PORTOCARRERO VERA	LÁMINA: E - 06
PLANO: DETALLES DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS SENTIDOS	FECHA: JULIO - 2016
ESCALA: 1/50	



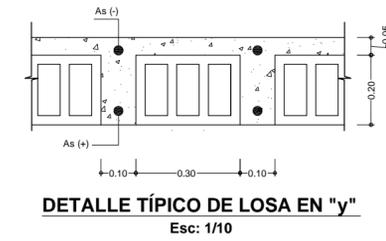
**LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL
TECHO PLANTA (7)
h = 0.25m
Esc: 1/50**



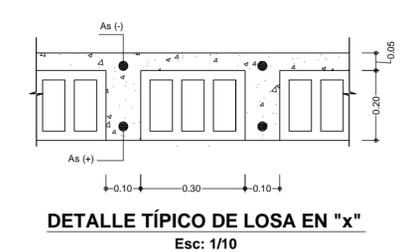
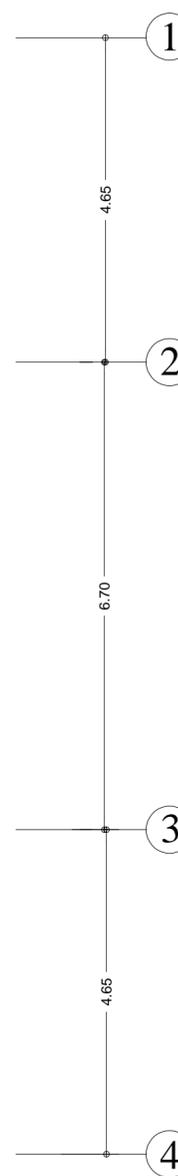
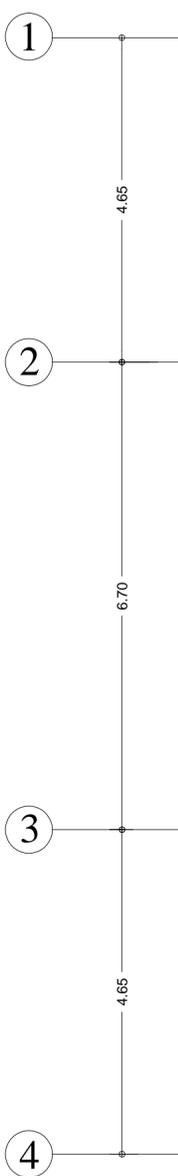
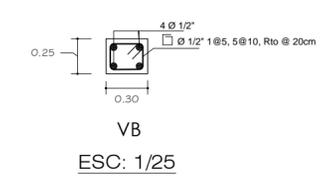
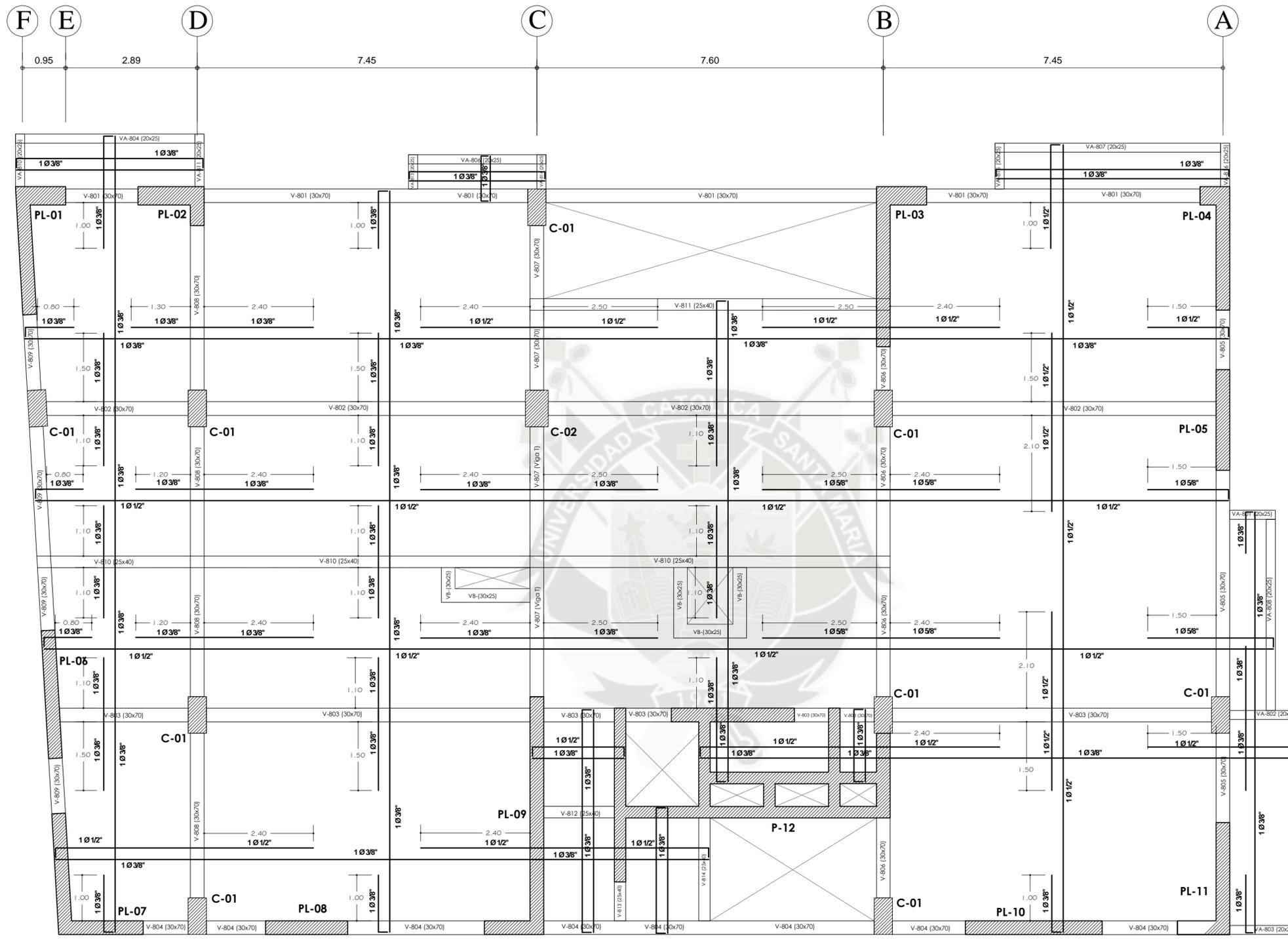
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER: HELEN PORTOCARRERO VERA	LÁMINA: E - 07
PLANO: DETALLES DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS SENTIDOS	FECHA: JULIO - 2016
ESCALA: 1/50	



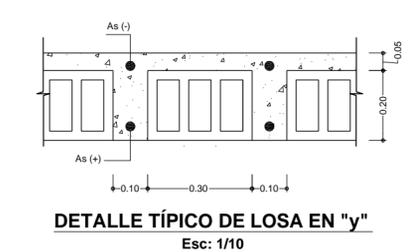
LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL
TECHO PLANTA (2,4,6)
h = 0.25m
Esc: 1/50



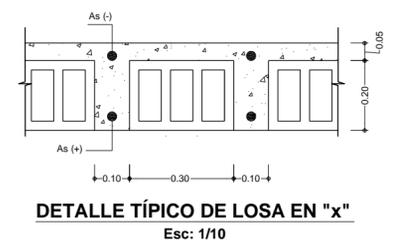
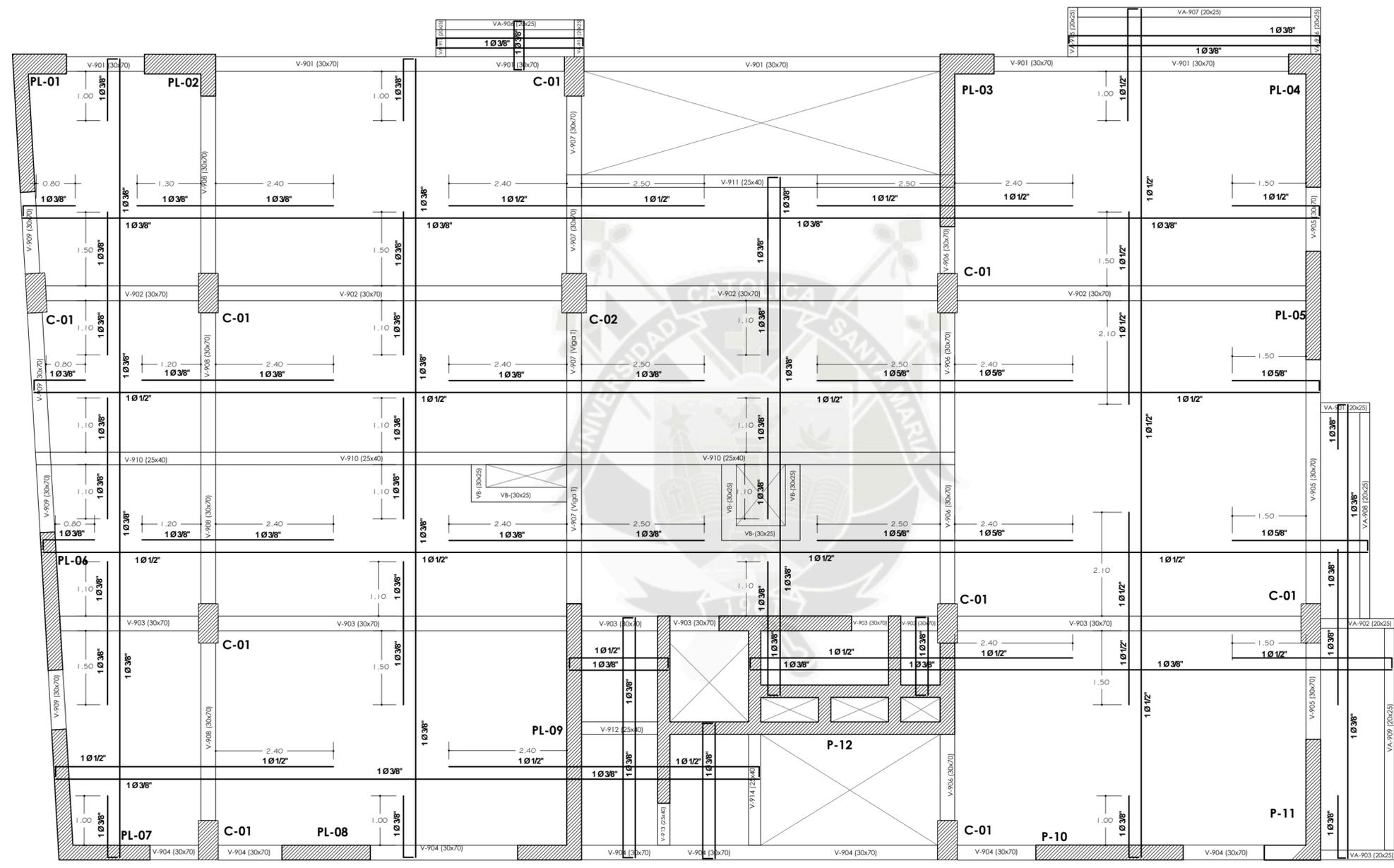
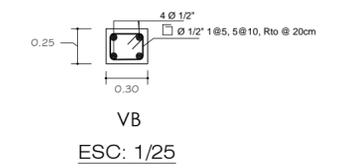
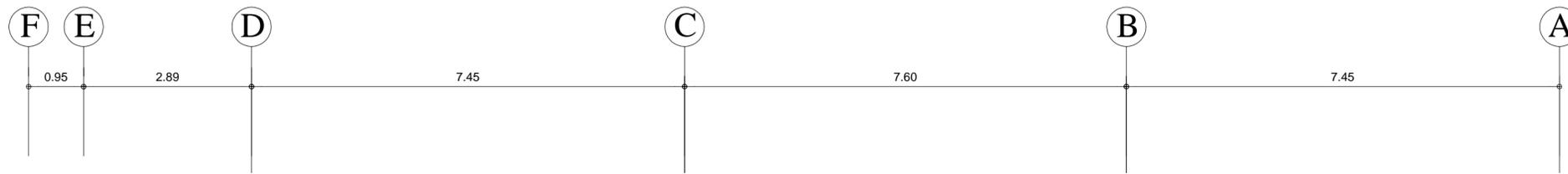
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER:	LÁMINA:
HELEN PORTOCARRERO VERA	E - 08
PLANO:	DETALLES DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS SENTIDOS
ESCALA:	FECHA:
1/50	JULIO - 2016



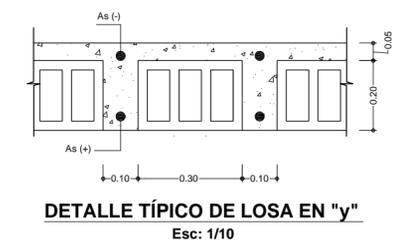
LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL
TECHO PLANTA (8)
h = 0.25m
Esc: 1/50



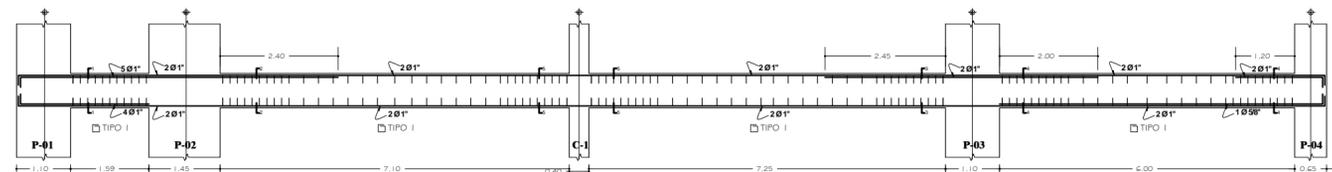
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER:	LÁMINA:
HELEN PORTOCARRERO VERA	E - 09
PLANO:	DETALLES DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS SENTIDOS
ESCALA:	FECHA:
1/50	JULIO - 2016



LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL
TECHO PLANTA (9)
h = 0.25m
Esc: 1/50

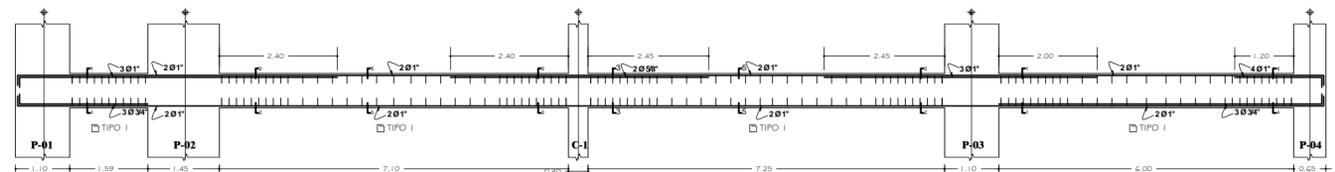
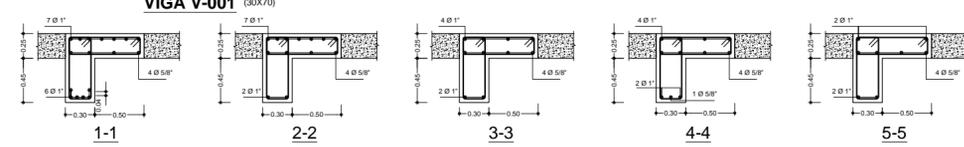


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER:	LÁMINA:
HELEN PORTOCARRERO VERA	E - 10
PLANO:	DETALLES DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS SENTIDOS
ESCALA:	1/50
FECHA:	JULIO - 2016



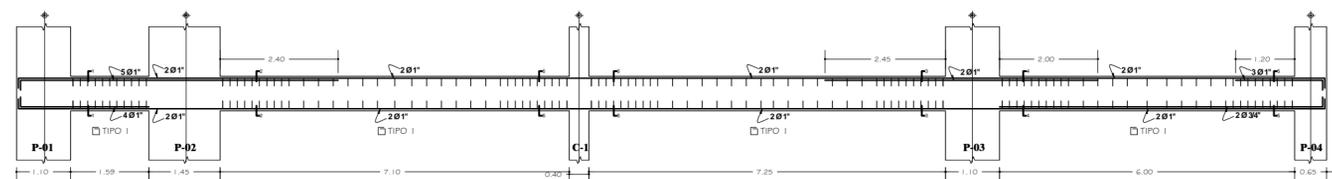
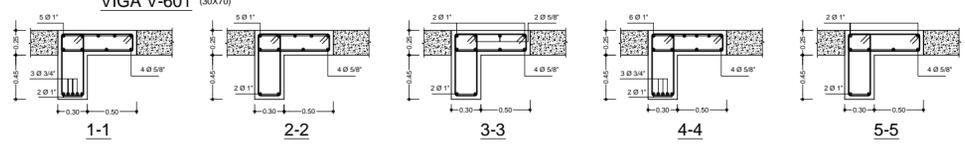
VIGA V-001 (30X70)

ESC: 1/25



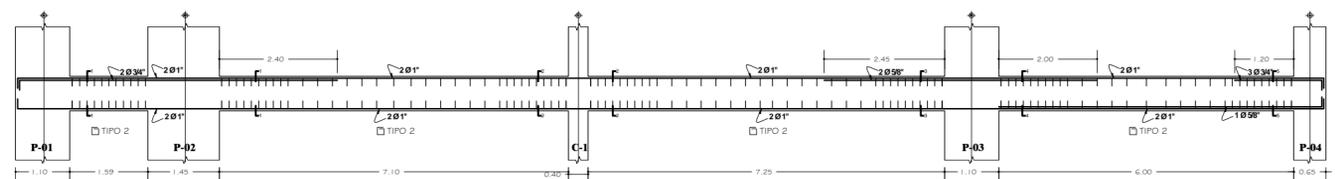
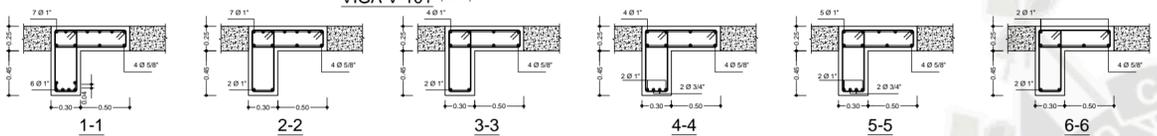
VIGA V-601 (30X70)

ESC: 1/25



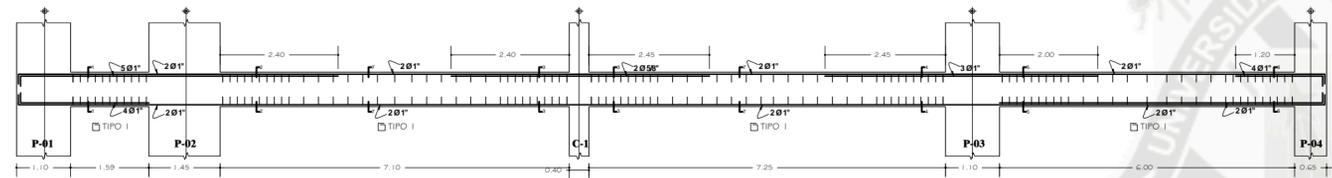
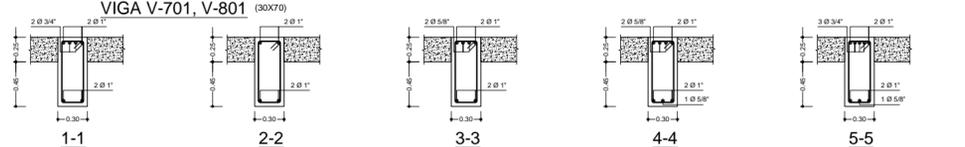
VIGA V-101 (30X70)

ESC: 1/25



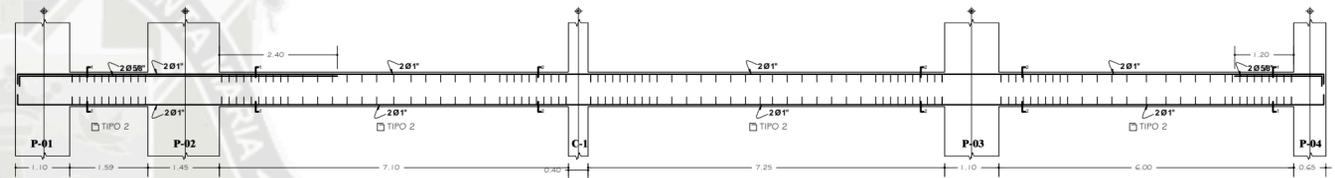
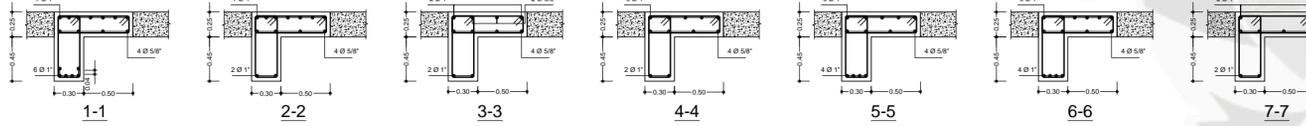
VIGA V-701, V-801 (30X70)

ESC: 1/25



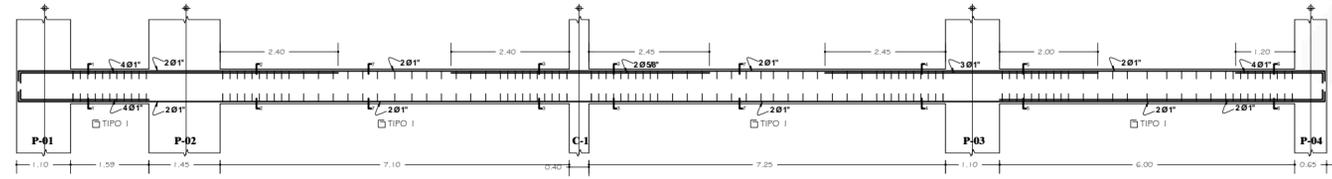
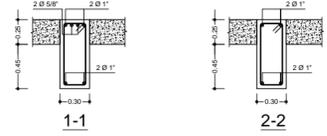
VIGA V-201 (30X70)

ESC: 1/25



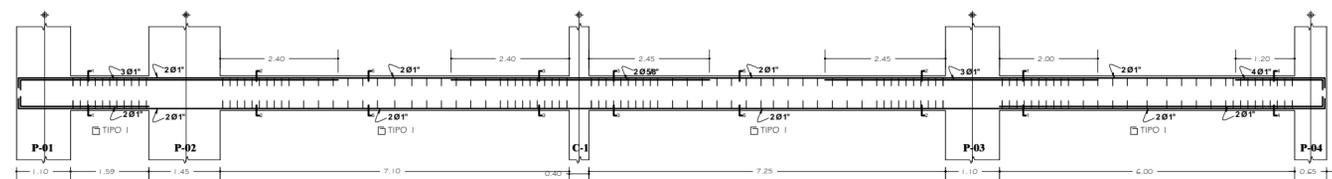
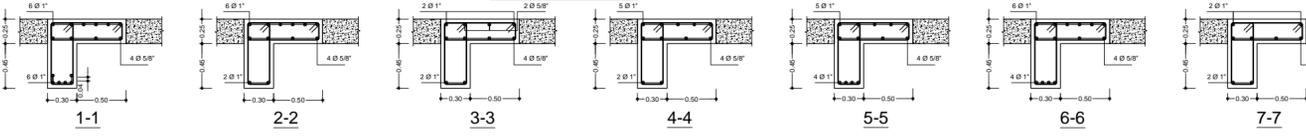
VIGA V-901 (30X70)

ESC: 1/25



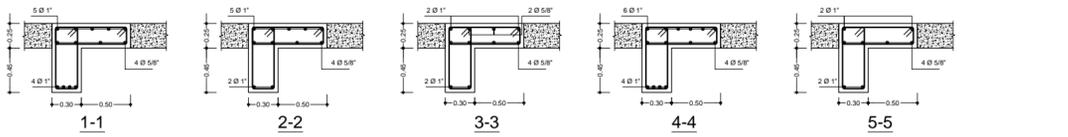
VIGA V-301, V-401 (30X70)

ESC: 1/25



VIGA V-501 (30X70)

ESC: 1/25



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO: USAR CEMENTO PORTLAND P. VURA

ESTRUCTURAS C² A²: f_{cd} = 210 Kg/cm² Vigas, losas aligeradas en 2 direcciones, escaleras, columnas

f_{cd} = 200 Kg/cm² (Paredes, vigas, orientación, columnas, placas)

B) ACERO: EN GENERAL: f_{yk} = 4200 Mpa

ASTM - A601

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO:

RESISTENCIA DE TERRENO (q): 220 KG/CM²

PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D): 2.00 M (según especificación)

FACTOR DEL SUELO (S): 1.00 (TIPO S1)

PERÍODO DE VIBRACION (T): 0.60 seg

D) PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE:

1) ZONA III: FACTOR DE ZONA (Z) = 0.80

2) PERÍODO: FACTOR SUELO (S) = 1.00 (T₁ = 0.60)

3) FACTOR DE USO (U) = 1.00 (ESPECIFICACION COMÚN PARA VIVIENDA)

4) AMPLIFICACION SISMICA (C_s) = 0.80 (según Normativa EBC-2.4.4)

5) SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL

6) COEFICIENTE DE REDUCCION (R) = 7.00

7) DESPLAZAMIENTO "X" RELATIVO ENTRE PISOS: Δ_{rel} = 0.007

E) PROYECTO: CARGAS PARA SISMO (D = 100%, L = 50%)

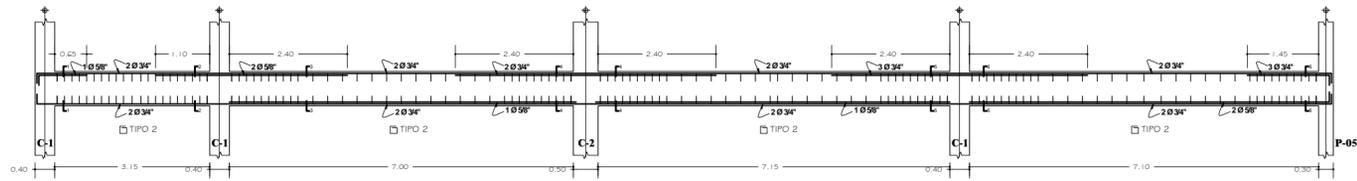
F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS

Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	VARILLA	ESTRIBOS
6mm	350	350	65	150	30	30
8mm	400	400	75	200	57	40
3/8"	400	400	100	200	57	40
1/2"	450	450	200	250	76	50
5/8"	600	600	-	300	95	65
3/4"	700	700	-	350	115	-
1"	1250	1250	-	450	200	-



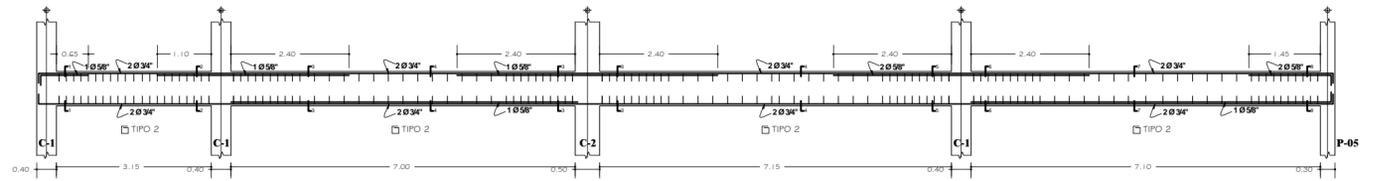
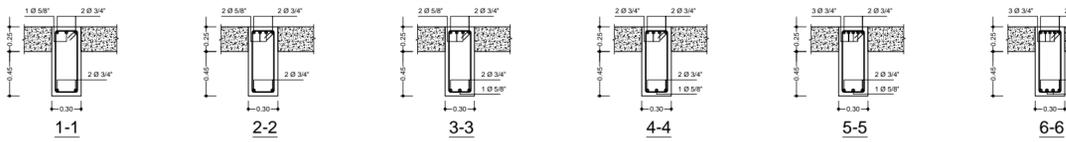
CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.30 m C / externo	Viga en T
2	3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.30 m C / externo	
3	3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.20 m C / externo	
4	3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.08, Resto Ø0.15 m C / externo	



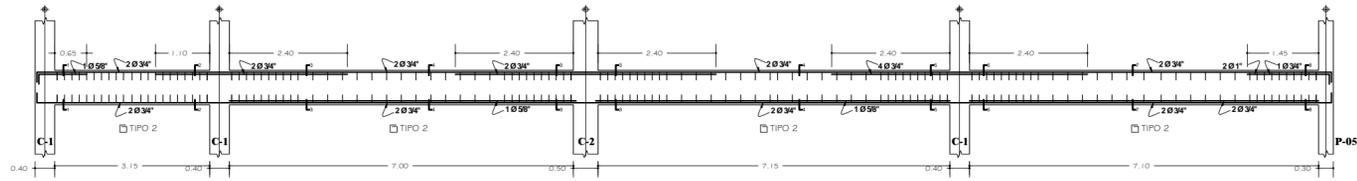
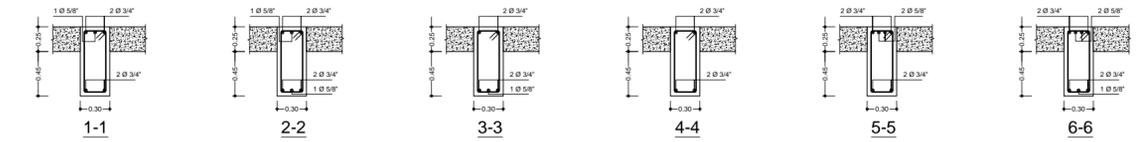
VIGA V-002 (30x70)

ESC: 1/12.5



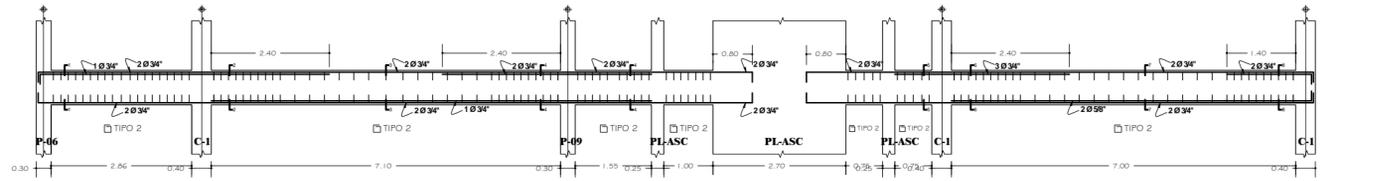
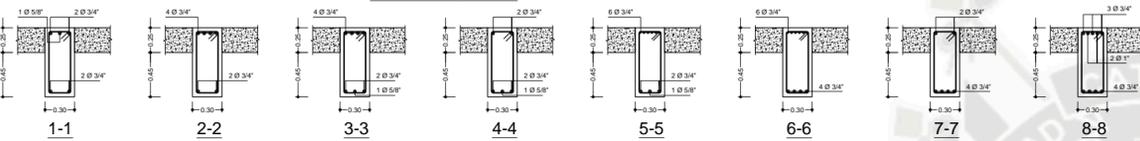
VIGA V-902 (30x70)

ESC: 1/12.5



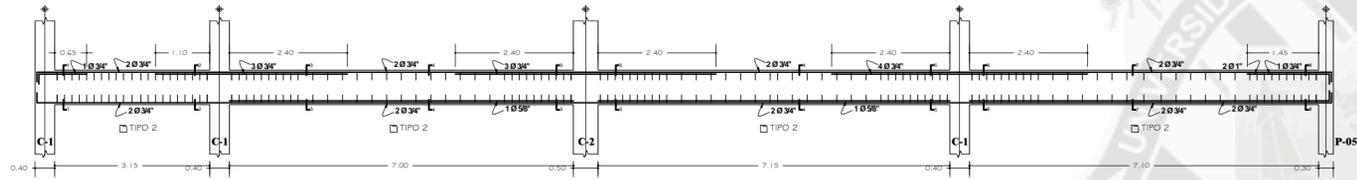
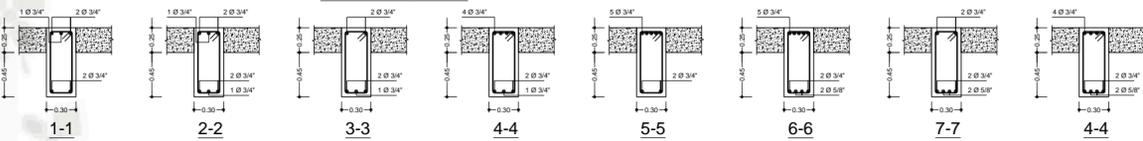
VIGA V-102, V-202 (30x70)

ESC: 1/12.5



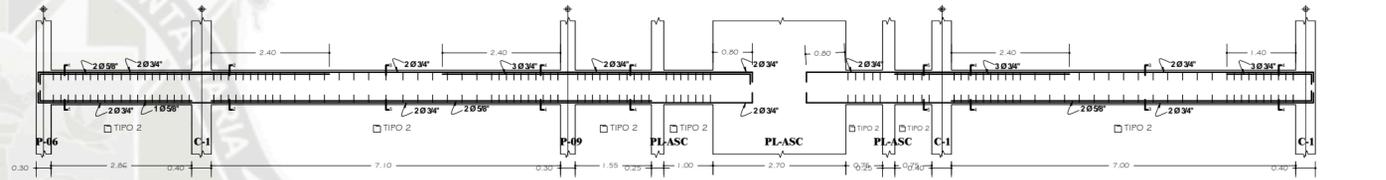
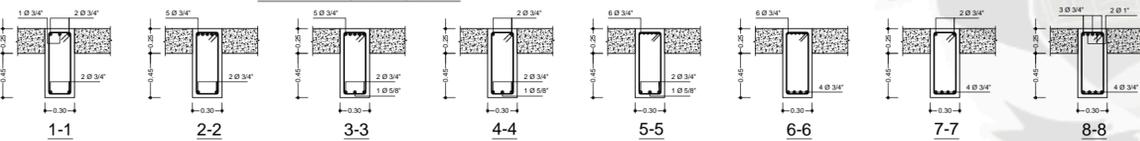
VIGA V-003, V-103 (30x70)

ESC: 1/12.5



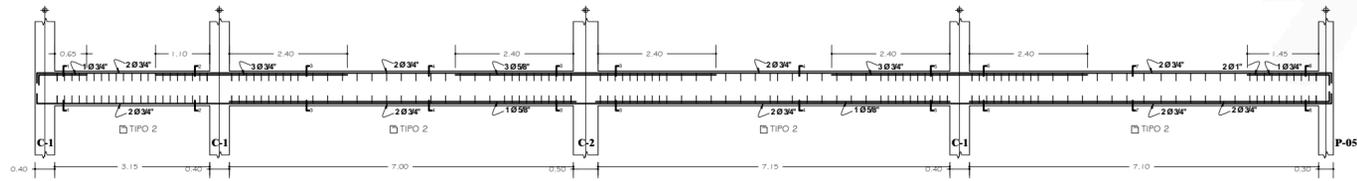
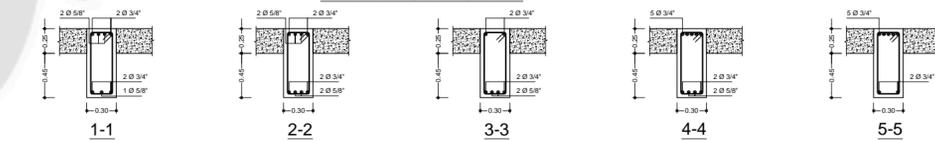
VIGA V-302, V-402, V-502 (30x70)

ESC: 1/12.5



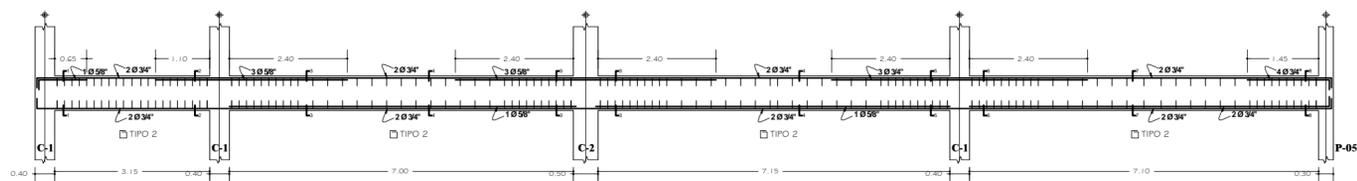
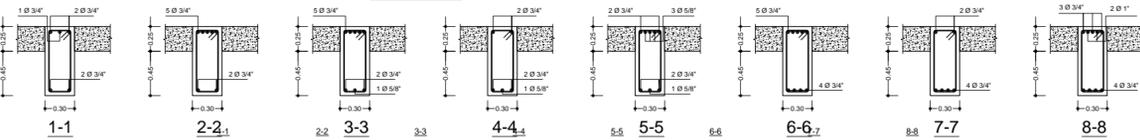
VIGA V-203, V-303, V-403 (30x70)

ESC: 1/12.5



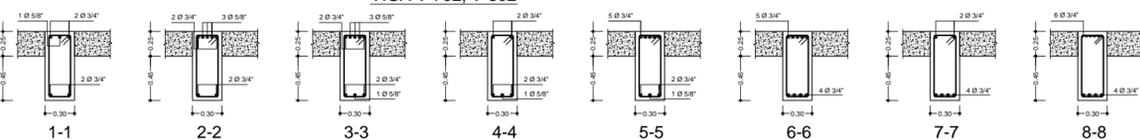
VIGA V-602 (30x70)

ESC: 1/12.5



VIGA V-702, V-802 (30x70)

ESC: 1/12.5



CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.30 m C / extremo	Viga en T
2	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.30 m C / extremo	
3	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.20 m C / extremo	
4	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.08, Resto Ø0.15 m C / extremo	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO: USAR CEMENTO PORTLAND P. VIRA.
 ESTRUCTURAS C/M: Fc=210 Kg/cm² Vigas, losas aligeradas en 2 direcciones, columnas, pilares; Fc=280 Kg/cm² (Placas, vigas, columnas, columnas, pilares).

B) ACERO: EN GENERAL: fy=4200 kg/cm² ASTM A615 GRADO 60.

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO: RESISTENCIA DE TERRENO (q): 2.23 KG/CM²; PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (N): 2.20m (según tabla); FACTOR DEL SUELO (S): 1.20 (según tabla); PERIODO DE VIBRACIÓN (Ts): 0.60seg.

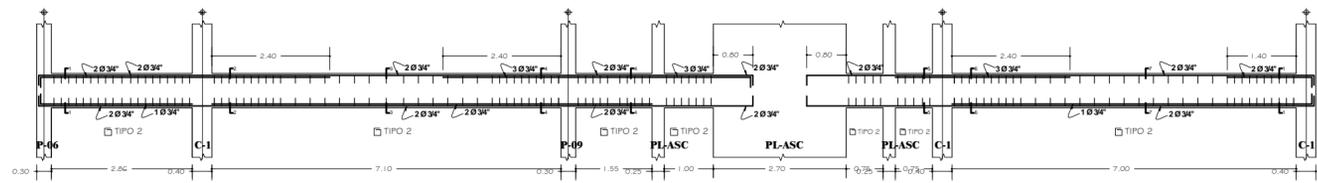
D) PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE: 1) ZONA (Z): FACTOR DE ZONA: Z=0.40; 2) PERIODO: FACTOR SUELO: S=1.20 (según tabla); 3) FACTOR DE USO: U=1.20 (EDIFICACION COMUN PARA VIVIENDA); 4) SUPLEMENTACION SISMICA: Cs=Según Análisis Dinámico RING 2.3.5; 5) SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL.

E) COEFICIENTE DE REDUCCION: R=7.00; 2) DESPLAZAMIENTO "X" e "Y" RELATIVOS ENTRE PISOS: Δ ha=0.002.

E) PROYECTO: CARGAS PARA SISMO D=100% L=50%.

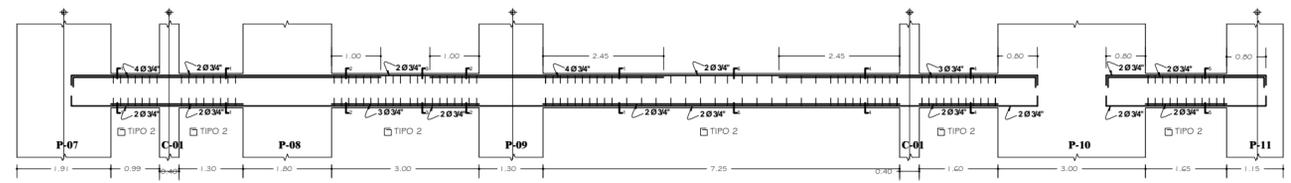
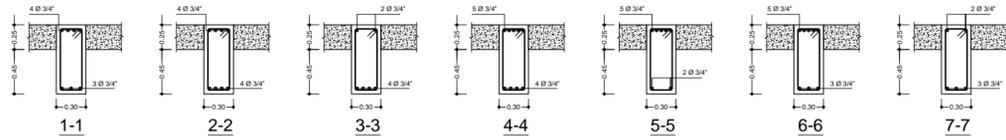
F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS

Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	VARILLA	ESTRIBOS	Díametro Doblado(mm)
6mm	350	350	65	150	30	30	
8mm	400	400	75	200	57	40	
3Ø	400	400	100	200	57	40	
1Ø	450	450	200	250	76	50	
5Ø	600	600	-	300	95	65	
3Ø	700	700	-	350	115	-	
1Ø	1250	1250	-	450	200	-	



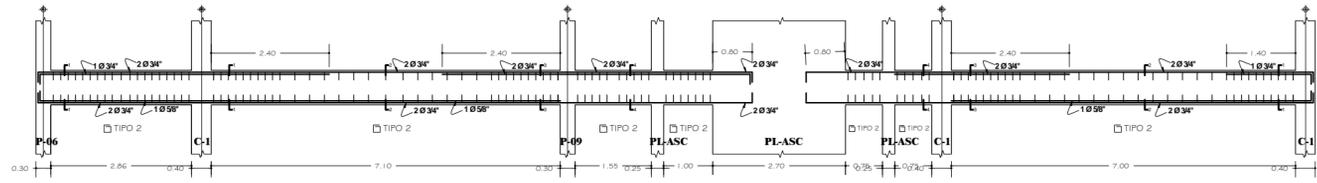
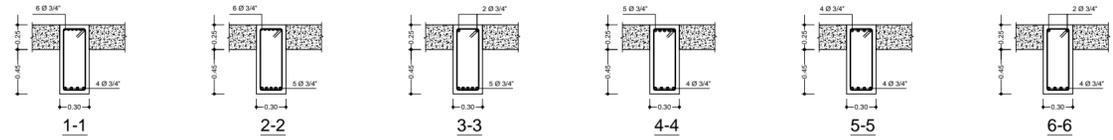
VIGA V-503, V-603, V-703, V-803 (30X70)

ESC: 1/12.5



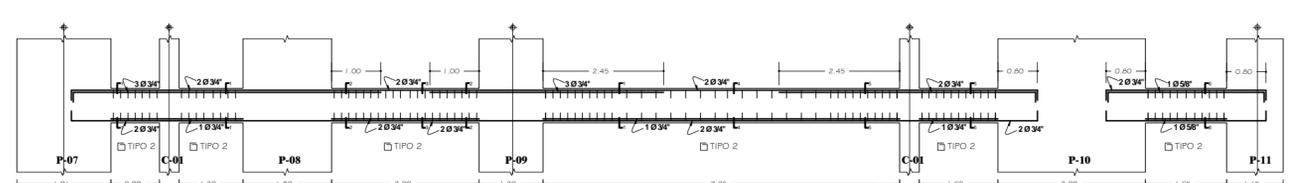
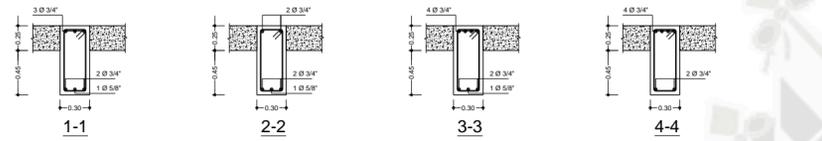
VIGA V-404, V-504, V-604 (30X70)

ESC: 1/12.5



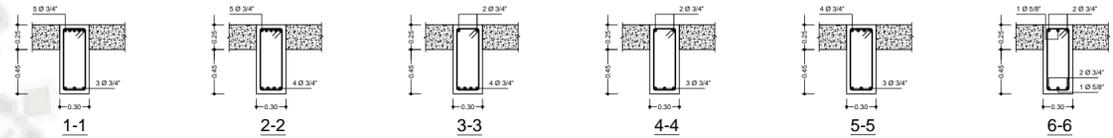
VIGA V-903 (30X70)

ESC: 1/12.5



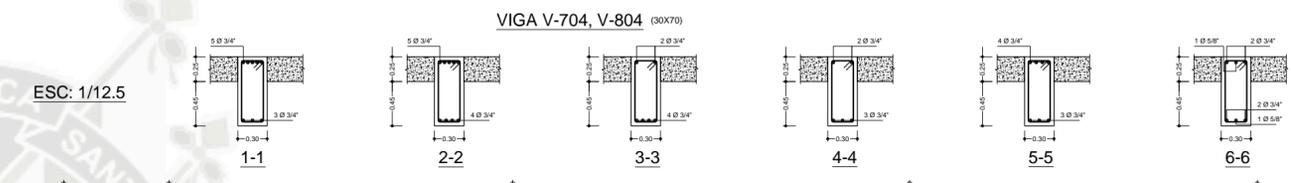
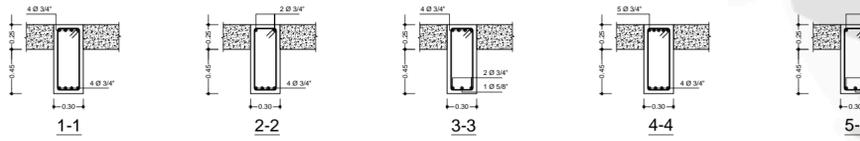
VIGA V-704, V-804 (30X70)

ESC: 1/12.5



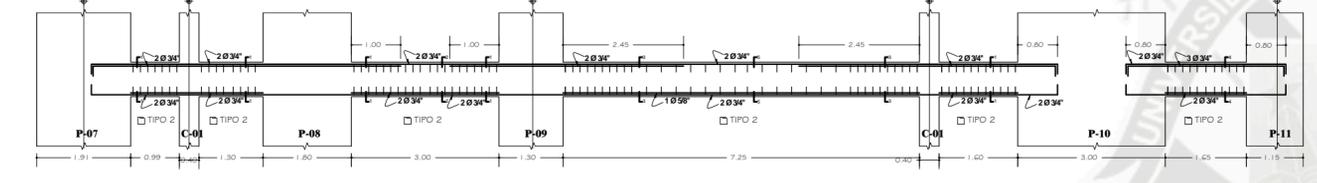
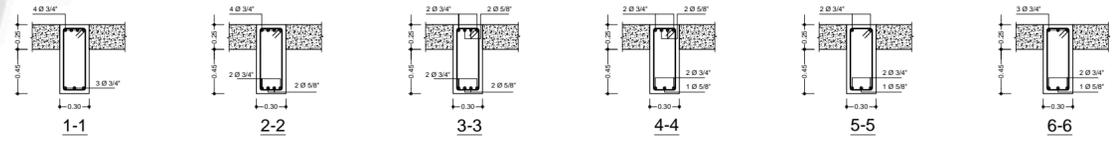
VIGA V-004 (30X70)

ESC: 1/12.5



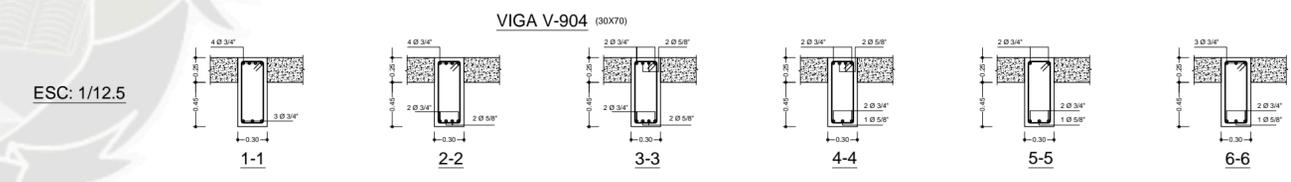
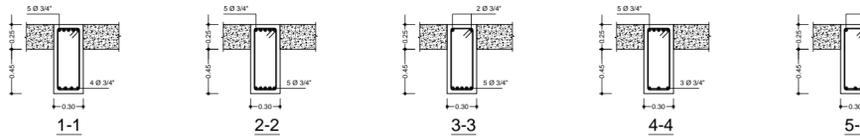
VIGA V-904 (30X70)

ESC: 1/12.5



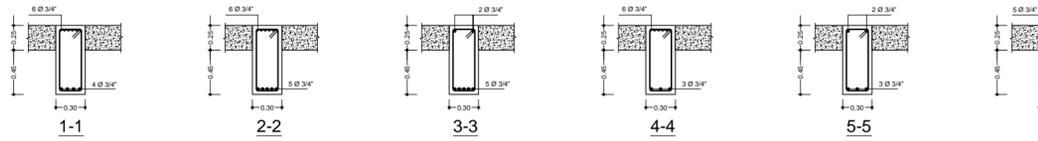
VIGA V-104 (30X70)

ESC: 1/12.5



VIGA V-204, V-304 (30X70)

ESC: 1/12.5



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO: USAR CEMENTO PORTLAND P. VORA
 ESTRUCTURAS C/A: Fc=210 Kg/cm² vigas, bases aligeradas en 2 direcciones, columnas, cimientos.
 Fc=280 Kg/cm² Placas, vigas, cornisas, columnas, cimientos.

B) ACERO: Fy = 4200 kg/cm²
 EN GENERAL: ASTM A615 GRADO 60.

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO:
 RESISTENCIA DE TERRENO (q): 2.43 KG/CM²
 PROFUNDIDAD DE ORIENTACION (H): 2.20 m (según S.I.)
 FACTOR DEL SUELO (S): 1.20 (TIPO S2)
 PERIODO DE VIBRACION (Ts): 0.65 seg.

D) PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE:
 1) ZONA (Z): FACTOR DE ZONA: Z = 0.40
 2) PERIODO: FACTOR SUELO: S_s = 1.20 (TIPO S2)
 3) FACTOR DE USO: U = 1.00 (EDIFICACION COMÚN PARA VIVIENDA)
 4) APLICACIONES SISMICAS: C = según Anexas Detonación RNC-2/05
 5) SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL

E) COEFICIENTE DE REDUCCION: R = 7.00
 7) DESPLAZAMIENTO "X" e "Y" RELATIVOS ENTRE PISOS: Δ (no > 0.007)

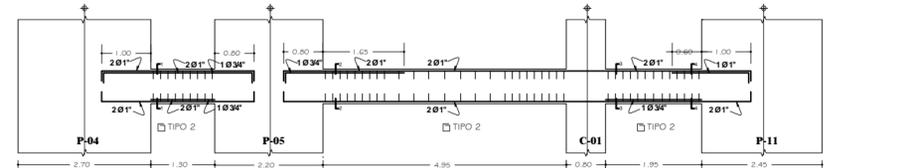
E) PROYECTO: CARGAS PARA SISMO (D = 100%, L = 50%)

F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS:

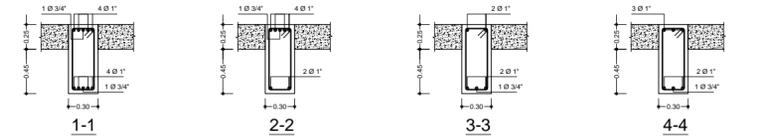
Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	VARILLA	ESTRIBOS
6mm	350	350	65	150	30	30
8mm	400	400	75	200	57	40
3/8"	400	400	100	200	57	40
1/2"	450	450	200	250	76	50
5/8"	600	600	-	300	95	65
3/4"	700	700	-	350	115	-
1"	1250	1250	-	450	200	-

Explicación de símbolos:

ESC: 1/12.5

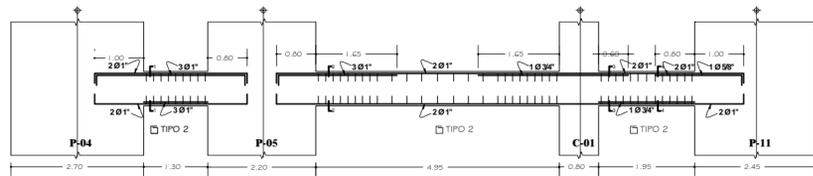


VIGA V-005 (30X70)

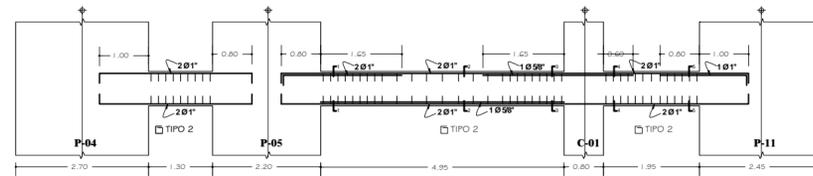
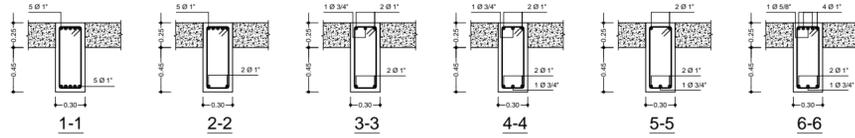


CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

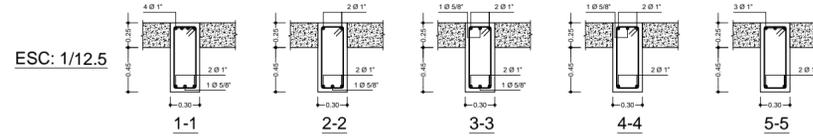
Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	3/8"	180.05, 980.15, Resto Ø0.30 m C/externo	Viga en T
2	3/8"	180.05, 980.15, Resto Ø0.30 m C/externo	
3	3/8"	180.05, 980.15, Resto Ø0.30 m C/externo	
4	3/8"	180.05, 680.08, Resto Ø0.15 m C/externo	



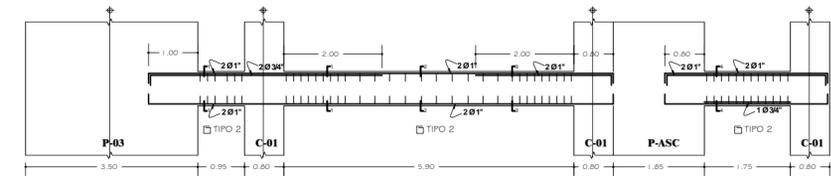
VIGA V-105, V-205 (30x70)



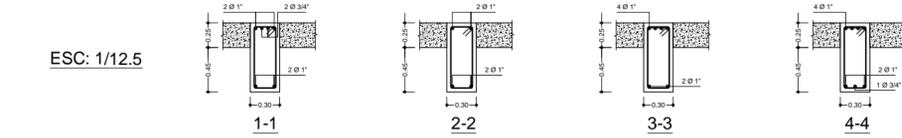
VIGA V-905 (30x70)



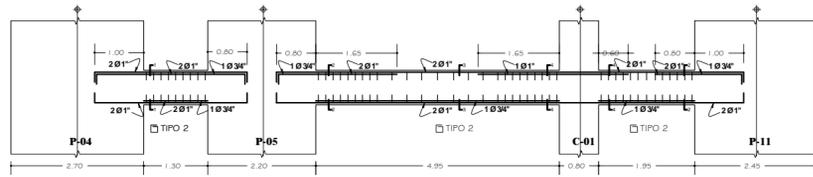
ESC: 1/12.5



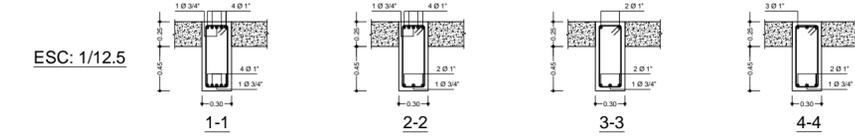
VIGA V-706, V-806 (30x70)



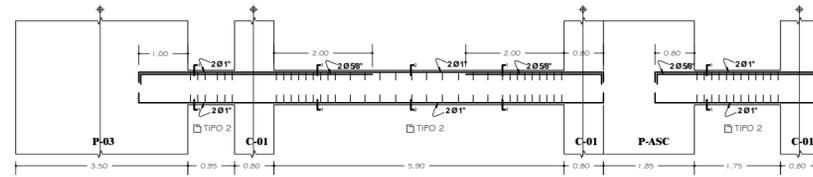
ESC: 1/12.5



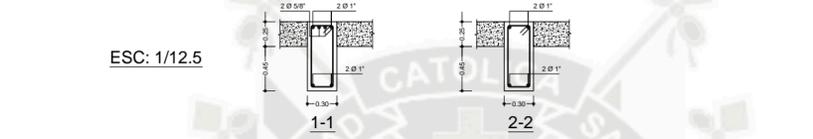
VIGA V-305 (30x70)



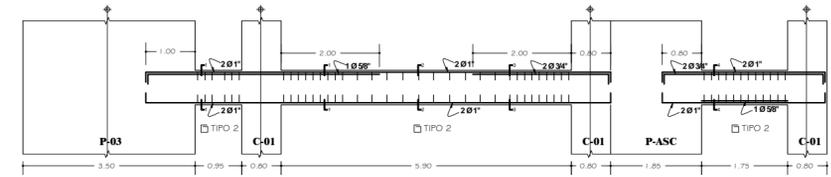
ESC: 1/12.5



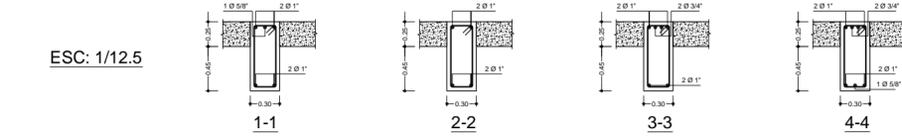
VIGA V-006 (30x70)



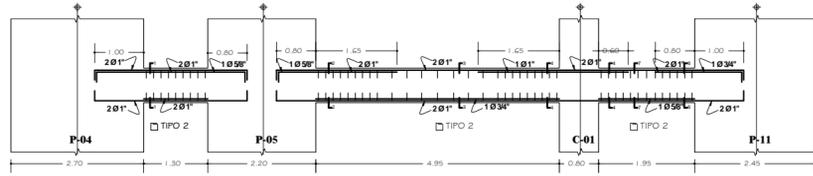
ESC: 1/12.5



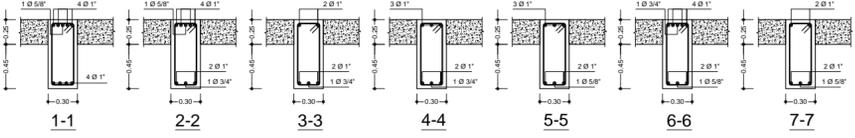
VIGA V-906 (30x70)



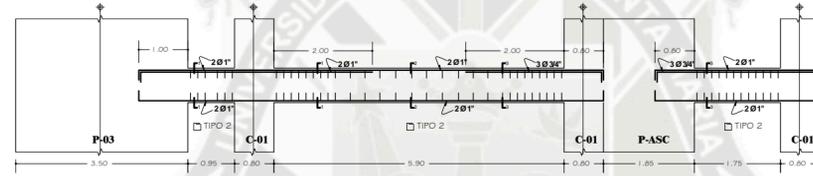
ESC: 1/12.5



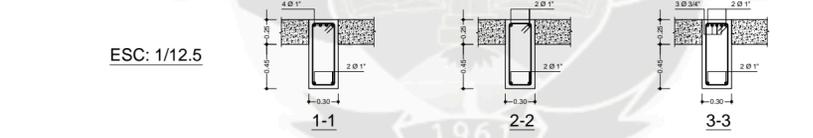
VIGA V-405, V-505 (30x70)



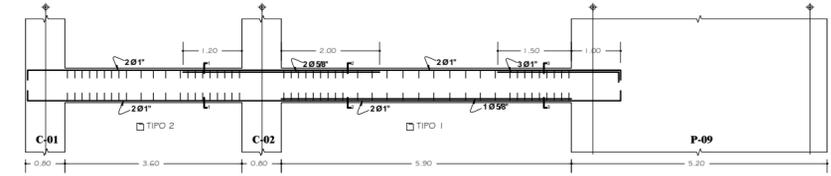
ESC: 1/12.5



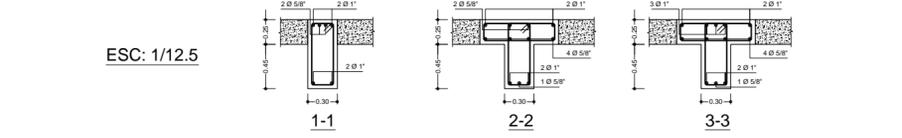
VIGA V-106 (30x70)



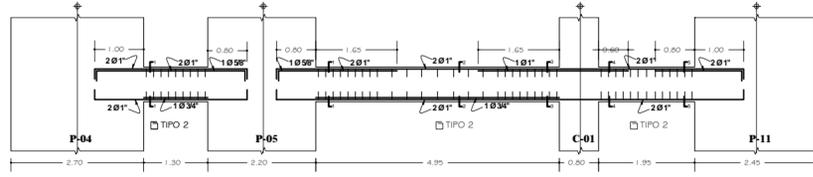
ESC: 1/12.5



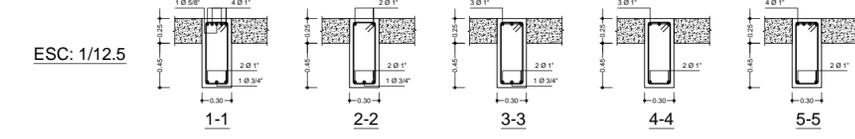
VIGA V-007 (30x70)



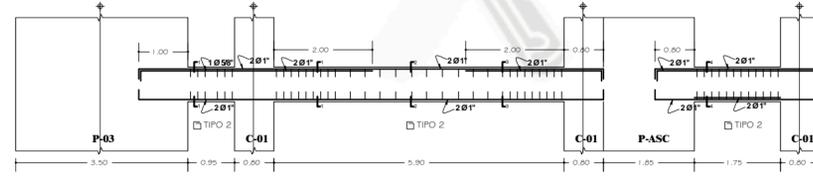
ESC: 1/12.5



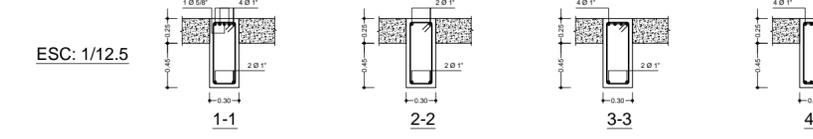
VIGA V-605 (30x70)



ESC: 1/12.5



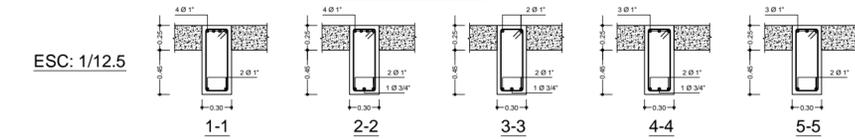
VIGA V-206, V-306, V-406 (30x70)



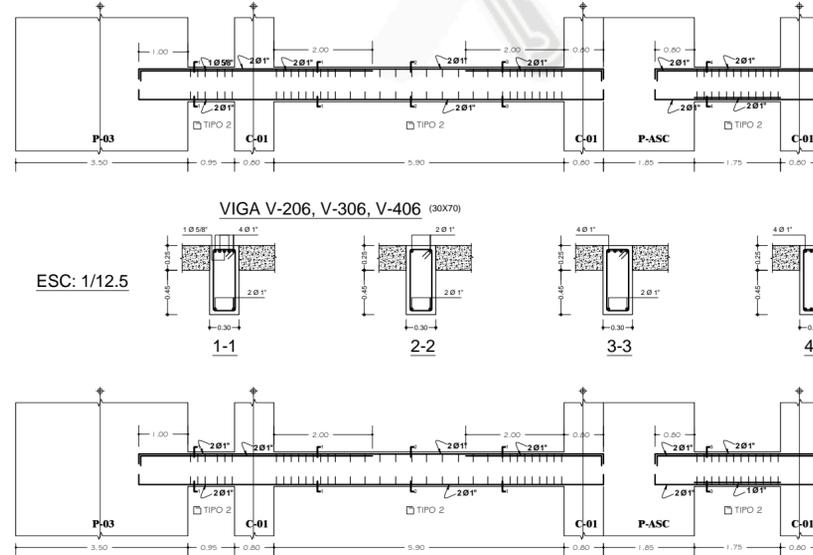
ESC: 1/12.5



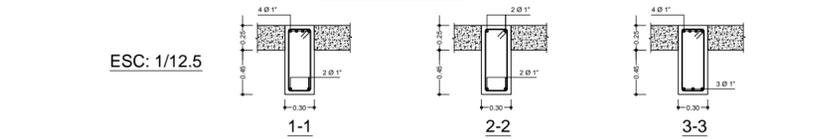
VIGA V-705, V-805 (30x70)



ESC: 1/12.5



VIGA V-506, V-606 (30x70)



ESC: 1/12.5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO: USAR CEMENTO PORTLAND P-VIÑA.
ESTRUCTURAS C/A: f_{cd} = 210 kg/cm² (vigas, bases apoyadas en 2 direcciones, escalera, cisterna).
f_{ctd} = 280 kg/cm² (Placa, vigas cementación, columnas, placas).

B) ACERO: EN GENERAL: f_y = 4200 kg/cm², ASTM A615 GRADO 60.

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO: RESISTENCIA DE TERRENO (II): 2.22 KG/CM².
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (N): 2.20 (Mts/m).
FACTOR DEL SUELO (S): 1.20 (TIPO S2).
PERIODO DE VIBRACIÓN (T): 0.60 (S).

D) PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE:
1) ZONA (Z): FACTOR DE ZONA: Z = 0.40.
2) PERIODO: FACTOR SUELO: S = 1.25 (S = 0.80).
3) FACTOR DE USO: U = 1.00 (E DIFICIL PARA VIVIENDA).
4) ASIGNACIÓN SISMICA: C = Singlo Nivel (Densidad RNC = 2.5).
5) SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL.

E) COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: R = 7.00.
F) DESPLAZAMIENTO "X" RELATIVOS ENTRE PISOS: Δ_{des} = 0.007.

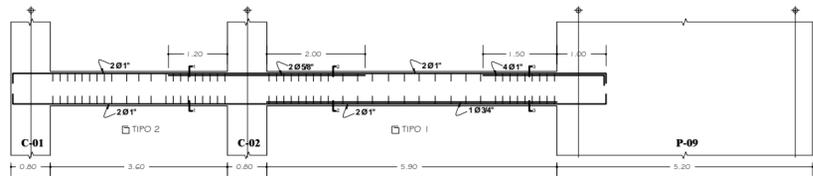
G) EL PROYECTO: CARGAS PARA SISMO (D = 100%, L = 50%).

F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS:

Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	VARILLA	ESTRIBOS	Diámetro Dobrado(mm)
6mm	350	350	65	150	30	30	
8mm	400	400	75	200	57	40	
3/8"	400	400	100	200	57	40	
1/2"	450	450	200	250	76	50	
5/8"	600	600	-	300	95	65	
3/4"	700	700	-	350	115	-	
1"	1250	1250	-	450	200	-	

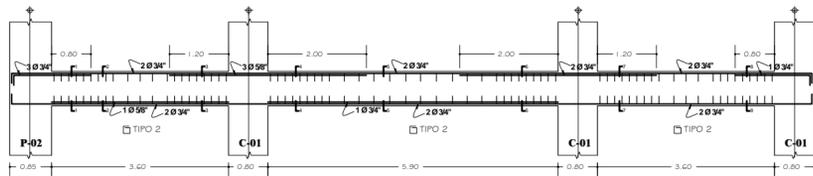
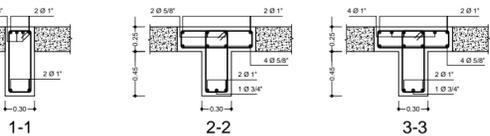
CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	3/8"	18Ø.05, 9Ø.15, Raso 80.30 m C/ externo	Viga en T
2	3/8"	18Ø.05, 9Ø.15, Raso 80.30 m C/ externo	
3	3/8"	18Ø.05, 9Ø.15, Raso 80.30 m C/ externo	
4	3/8"	18Ø.05, 9Ø.15, Raso 80.30 m C/ externo	

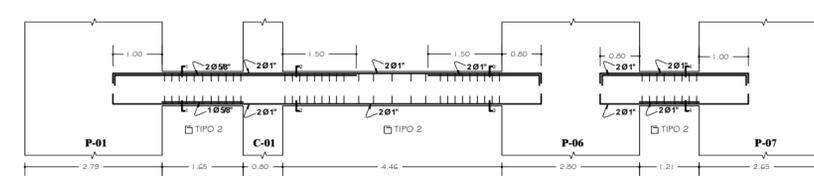
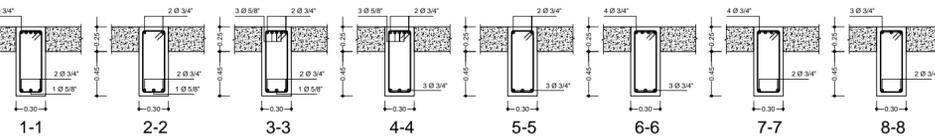


VIGA V-107, V-207 (30X70)

ESC: 1/12.5

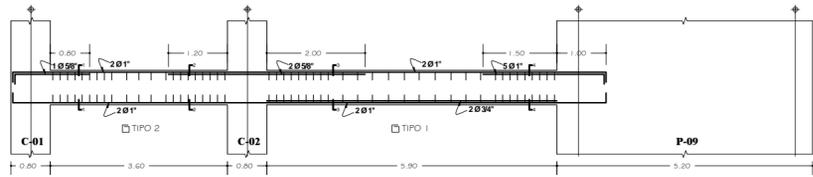
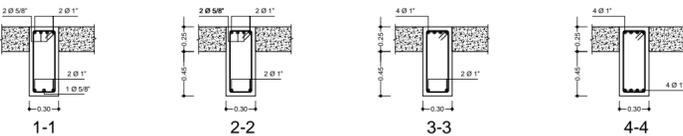


VIGA V-108, V-208 (30X70)



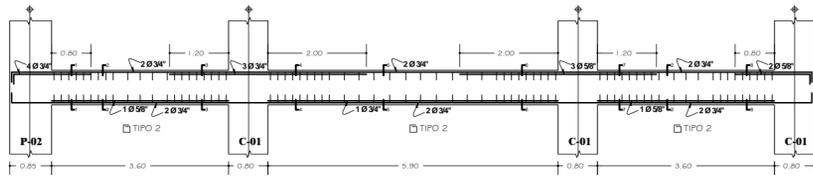
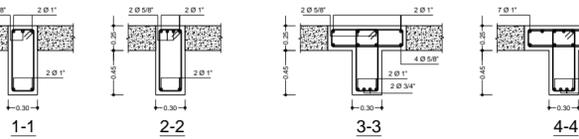
VIGA V-009 (30X70)

ESC: 1/12.5

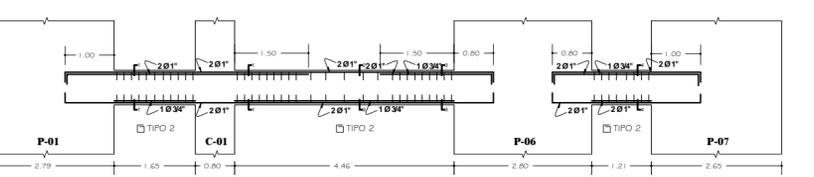
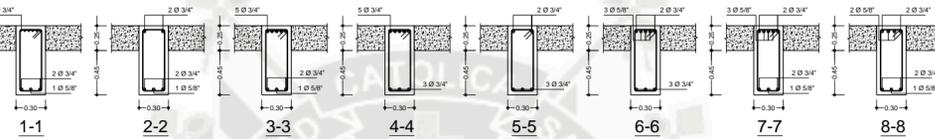


VIGA V-307, V-407, V-507 (30X70)

ESC: 1/12.5

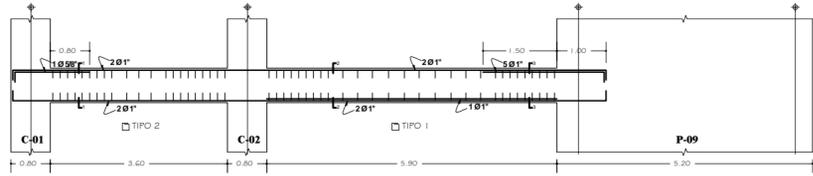
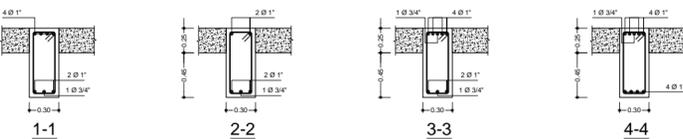


VIGA V-308, V-408 (30X70)



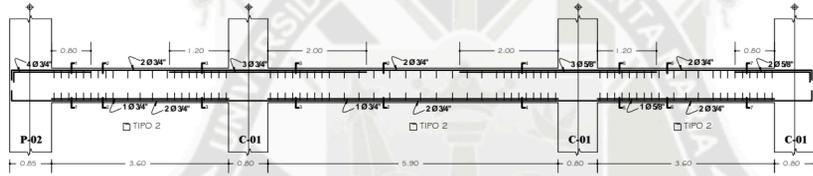
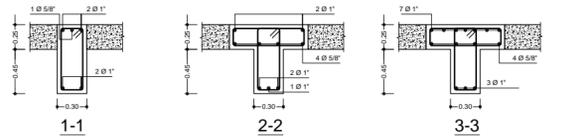
VIGA V-109, V-209 (30X70)

ESC: 1/12.5

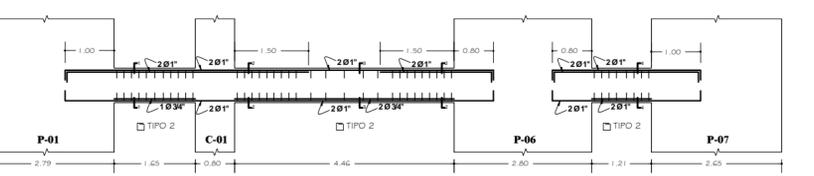
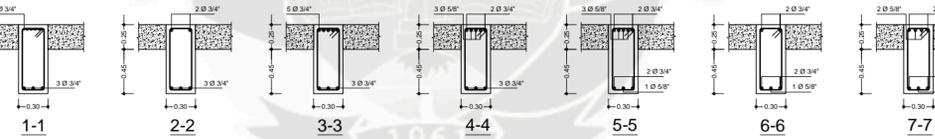


VIGA V-607, V-707, V-807 (30X70)

ESC: 1/12.5

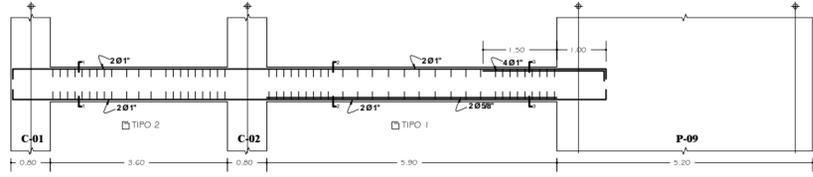
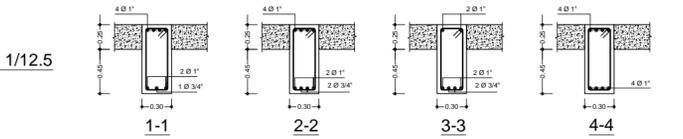


VIGA V-508, V-608 (30X70)



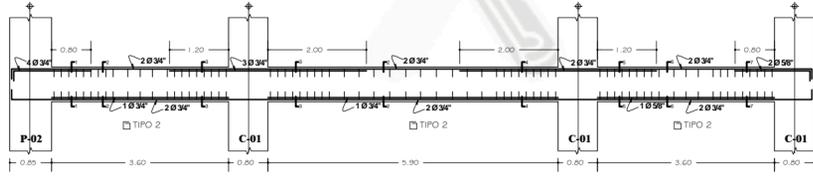
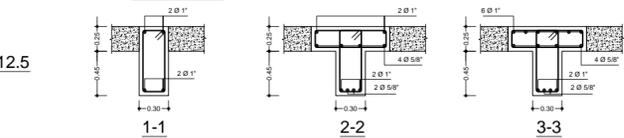
VIGA V-309, V-409 (30X70)

ESC: 1/12.5

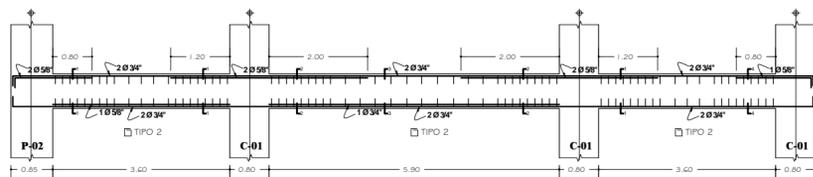
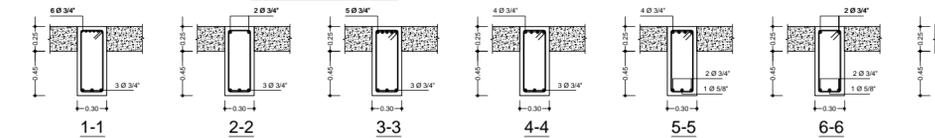


VIGA V-907 (30X70)

ESC: 1/12.5

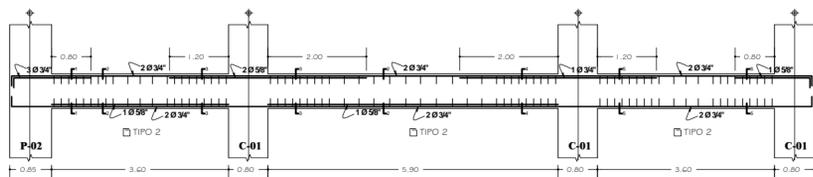
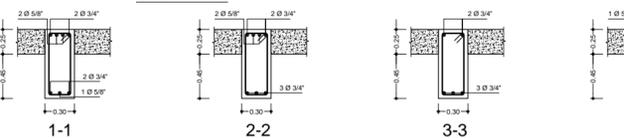


VIGA V-708, V-808 (30X70)

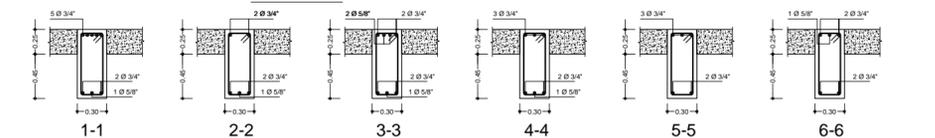


VIGA V-008 (30X70)

ESC: 1/12.5



VIGA V-908 (30X70)



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO: USAR CEMENTO PORTLAND IP - YUBA.
 ESTRUCTURAS C^o A^o: f_{cd}=210 Kg/cm² (vigas, bases, aligeradas en 2 direcciones, aligeradas, columnas)
 f_{cd}=280 Kg/cm² (placas, vigas, columnas, columnas, placas)

B) ACERO: EN GENERAL: f_{yk} = 4200 kg/cm²
 ASTM - A615 GRADO 60

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO: RESISTENCIA DE TERRENO (q): 2.20 KG/CM²
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (m): 2.20m (seg. norm.)
 FACTOR DE SUELO (S): 1.20 (seg. S2)
 PERIODO DE VIBRACIÓN (T): 0.60 seg.

D) PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE:
 1) ZONA (Z):
 2) TERRENO: FACTOR DE SUELO (F): 1.1 (seg. S2)
 3) FACTOR DE USO (U): 1.00 (DIFERENCIACIÓN COMÚN PARA VIVIENDA)
 4) APLICACIÓN SISMICA: 1.5 (seg. Análisis Dinámico RNC - 2.15)
 5) SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL
 6) COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R): 7.00
 7) DESPLAZAMIENTO "X" Y "Y" RELATIVOS ENTRE PISOS: Δ (no < 0.007)

E) PROYECTO: CARGAS PARA SIMO (D = 100% L = 50%)

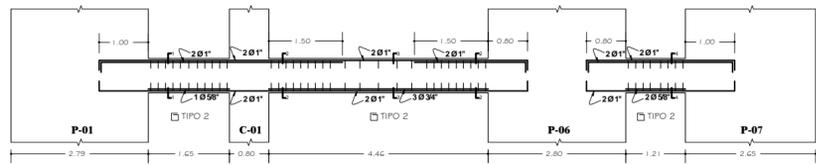
F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS

Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	DIÁMETRO DOBLADO (mm)
6mm	350	350	65	150	30
8mm	400	400	75	200	40
3/8"	400	400	100	200	57
1/2"	450	450	200	250	76
5/8"	500	500	300	300	95
3/4"	700	700	-	350	115
1"	1250	1250	-	450	200

Esquema:

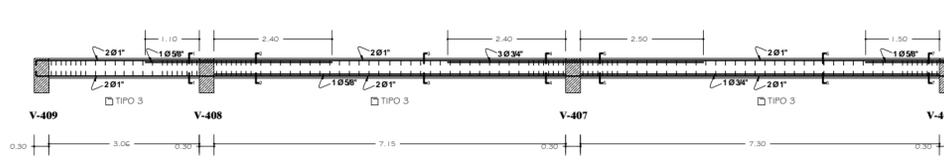
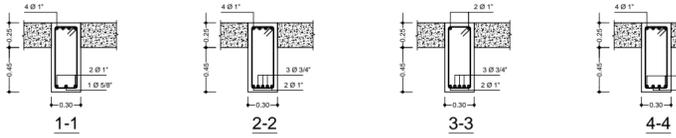
CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	3/8"	180.05, 660.15, Resto 80.30 m C / externo	Viga en T
2	3/8"	180.05, 660.15, Resto 80.30 m C / externo	
3	3/8"	180.05, 660.15, Resto 80.30 m C / externo	
4	3/8"	180.05, 660.08, Resto 80.15 m C / externo	



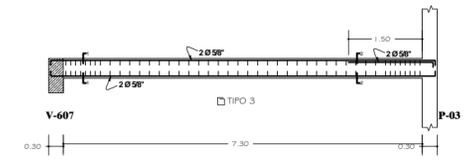
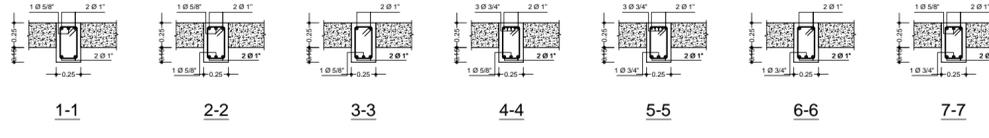
VIGA V-509 (30x70)

ESC: 1/12.5



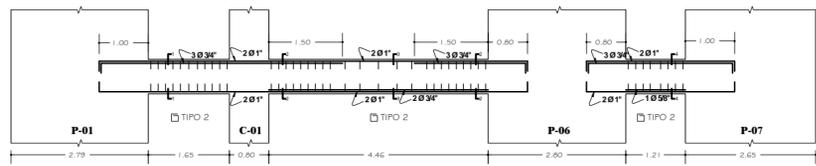
VIGA V-401, V-510, V-610, V-710, V-810 (25x40)

ESC: 1/12.5



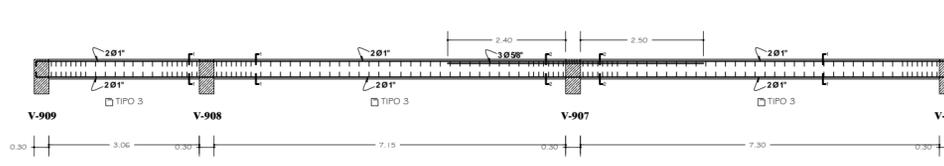
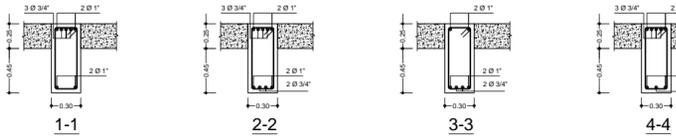
VIGA V-911 (25x40)

ESC: 1/12.5



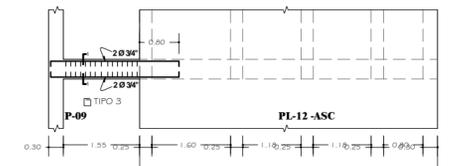
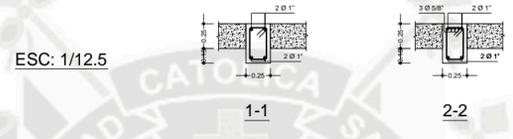
VIGA V-609, V-709 (30x70)

ESC: 1/12.5



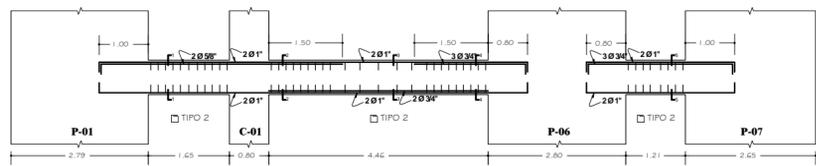
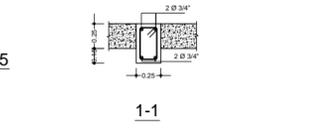
VIGA V-910 (25x40)

ESC: 1/12.5



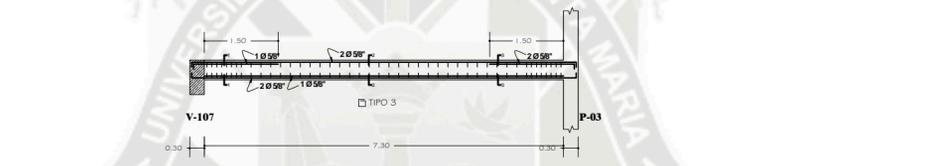
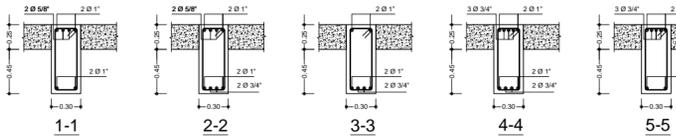
VIGA V-012 (25x40)

ESC: 1/12.5



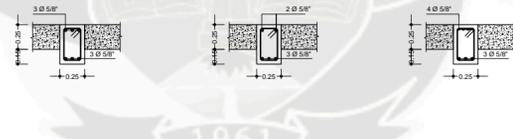
VIGA V-809 (30x70)

ESC: 1/12.5



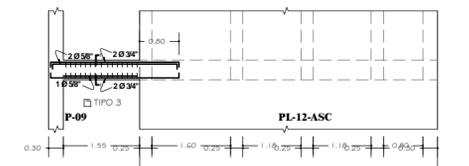
VIGA V-111 (25x40)

ESC: 1/12.5



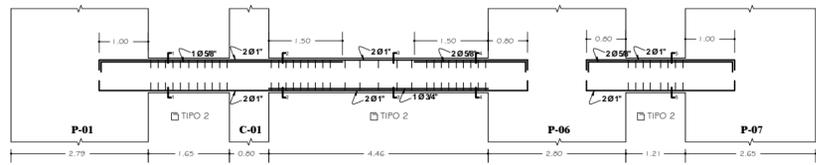
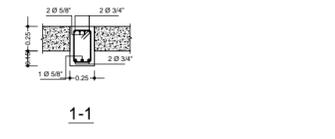
CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.30 m C / externo	Viga en T
2	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.30 m C / externo	
3	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.15, Resto Ø0.30 m C / externo	
4	3Ø	1Ø0.05, 9Ø0.08, Resto Ø0.15 m C / externo	



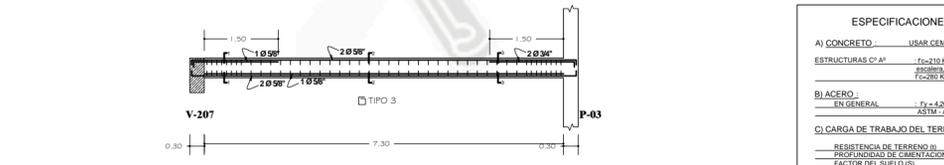
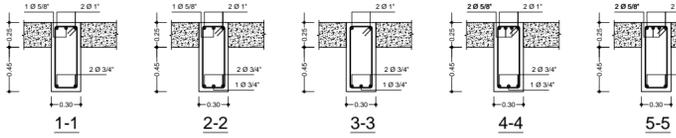
VIGA V-112 (25x40)

ESC: 1/12.5



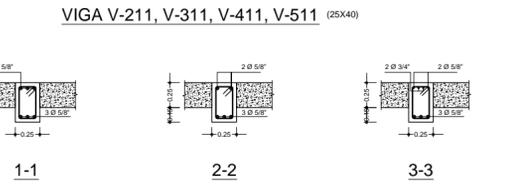
VIGA V-909 (30x70)

ESC: 1/12.5



VIGA V-211, V-311, V-411, V-511 (25x40)

ESC: 1/12.5



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO: USAR CEMENTO PORTLAND P-VIÑA
ESTRUCTURAS C-40 f_{cd} = 17.0 Kg/cm² (con base elaborada en 2 direcciones, espesura normal)
f_{ctd} = 0.9 Kg/cm² (para vigas orientadas, columnas, placas)

B) ACERO: EN GENERAL f_y = 4200 kg/cm²
ASTM A615 GRADO 60

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO:
RESISTENCIA DE TERRENO (q) = 2.0 KG/CM²
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (m) = 2.00 (según norma)
FACTOR DEL SUELO (S) = 1.0 (Según S2)
PERÍODO DE VIBRACIÓN (T) = 0.25 (según S2)

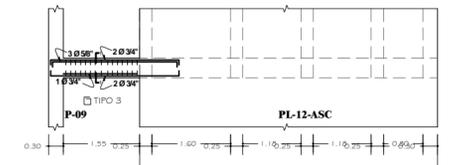
D) PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE:
1) ZONA (Z) = FACTOR DE ZONA Z = 0.40
2) PERÍODO: FACTOR SUELO S = 1.00 (S = 1.00)
3) FACTOR DE USO U = 1.00 (E DIFICULTAD COMÚN PARA VIVIENDA)
4) AMPLIFICACIÓN SISMICA C = 3.00 (Según Análisis Dinámico RNC = 2.5)
5) SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL

6) COEFICIENTE DE REDUCCIÓN R = 7.00
7) DESPLAZAMIENTO "X" e "Y" RELATIVOS ENTRE PISOS Δ des ≤ 0.007

E) PROYECTO: CARGAS PARA SISMO (D = 100% L = 50%)

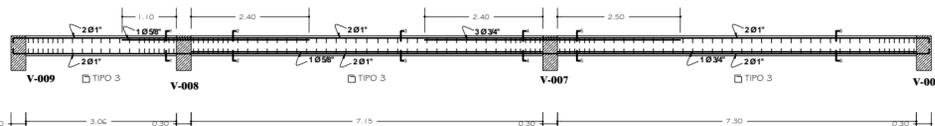
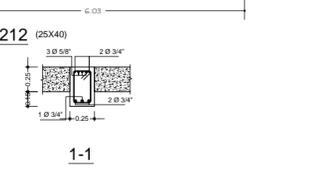
F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS

Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	VARILLA	ESTRIBOS	Dímetro Doblado (mm)
6mm	350	350	65	150	30	30	
8mm	450	450	75	200	57	40	
3Ø	400	400	100	200	57	40	
1/2"	450	450	200	250	76	50	
5/8"	600	600	-	300	96	65	
3/4"	700	700	-	350	115	-	
1"	1250	1250	-	450	200	-	



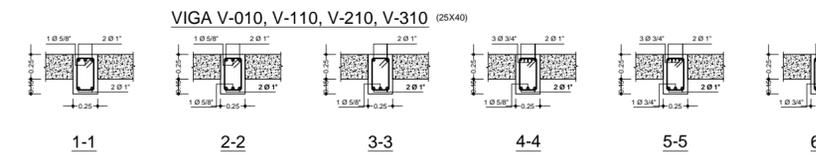
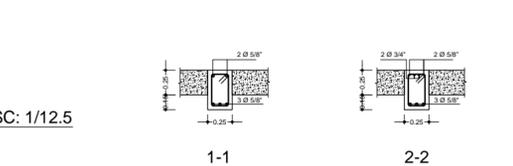
VIGA V-212 (25x40)

ESC: 1/12.5



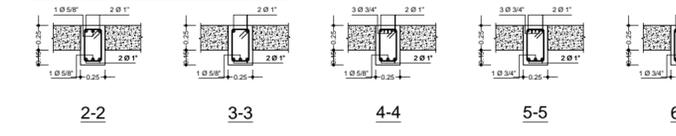
VIGA V-611, V-711, V-811 (25x40)

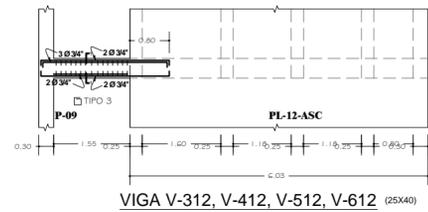
ESC: 1/12.5



VIGA V-010, V-110, V-210, V-310 (25x40)

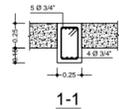
ESC: 1/12.5



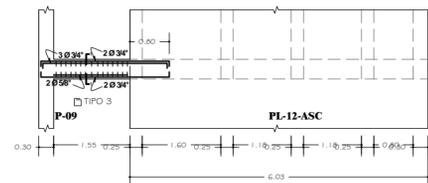


VIGA V-312, V-412, V-512, V-612 (25X40)

ESC: 1/12.5

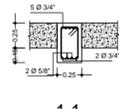


1-1

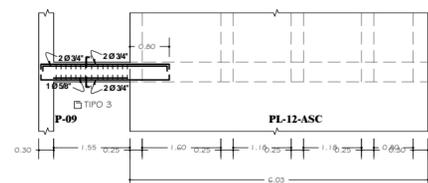


VIGA V-712, V-812 (25X40)

ESC: 1/12.5

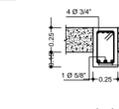


1-1

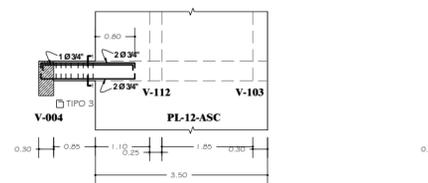


VIGA V-912 (25X40)

ESC: 1/12.5

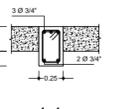


1-1

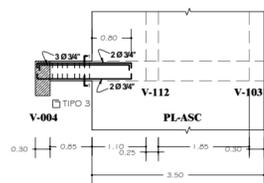


VIGA V-013 (25X40)

ESC: 1/12.5

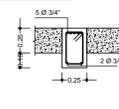


1-1

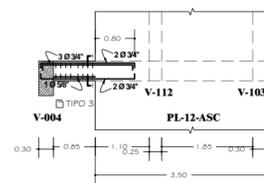


VIGA V-113, V-913 (25X40)

ESC: 1/12.5

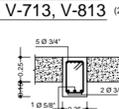


1-1

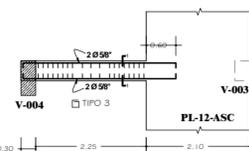


VIGA V-213, V-313, V-413, V-513, V-613, V-713, V-813 (25X40)

ESC: 1/12.5

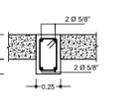


1-1

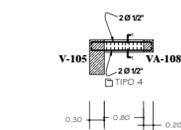


VIGA V-014 hasta V-914 (TODAS LAS PLANTAS) (25X40)

ESC: 1/12.5

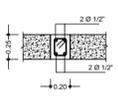


1-1

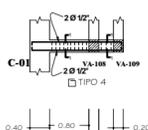


VIGA CHATA VA-101 hasta VA-901 (VIGAS DE VOLADOS, TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

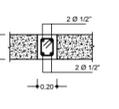


1-1



VIGA CHATA VA-102 hasta VA-902 (VIGAS DE VOLADOS TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5



1-1

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A) CONCRETO : USAR CEMENTO PORTLAND P-VUBA.
 ESTRUCTURAS C/A : f_c = 210 Kg/cm² (vigas, losas aligeradas en 2 direcciones, aligeradas, columnas)
 f_c = 280 Kg/cm² (Placas, vigas, columnas, pilas).

B) ACERO : EN GENERAL : f_y = 4200 kg/cm²
 ASTM - AISI GRADO 60.

C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO :
 RESISTENCIA DE TERRENO (q) : 2.23 KG/CM²
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (m) : 2.00 (seg. mtz.)
 FACTOR DEL SUELO (S) : 1.00 (seg. mtz.)
 PERIODO DE VIBRACIÓN (T) : 0.60 (seg.)

D) PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE
 1) ZONA (S) :
 2) PERIODO - FACTOR SUELO : S = 1.70 (T = 0.60)
 3) FACTOR DE USO : U = 1.00 (EDIFICACION COMUN PARA VIVIENDA)
 4) APLICACION SISMICA : C, según Análisis Dinámico RNC - 2.15.
 5) SISTEMA ESTRUCTURAL :
 6) COEFICIENTE DE REDUCCION : R = 7.00
 7) DESPLAZAMIENTO "X" a "Y" RELATIVO ENTRE PISOS : Δ_{ps} ≤ 0.007

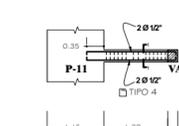
E) PROYECTO : CARGAS PARA SISMO (D = 100%, L = 50%).

F) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS

Ø	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)		DIÁMETRO DOBLADO (mm)	
				VARILLA	ESTRIBOS	VARILLA	ESTRIBOS
6mm	350	350	65	150	30	30	30
8mm	400	400	75	200	57	40	40
3/8"	400	400	100	200	57	40	40
1/2"	450	450	200	250	76	50	50
5/8"	600	600	-	300	95	65	65
3/4"	700	700	-	350	115	-	-
1"	1250	1250	-	450	200	-	-

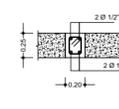
CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS

Tipo	Ø	Distribución	Observación
1	3/8"	1Ø 0.05, 9Ø 0.15, Resto Ø 0.30 m C/ extremo	Viga en T
2	3/8"	1Ø 0.05, 9Ø 0.15, Resto Ø 0.30 m C/ extremo	
3	3/8"	1Ø 0.05, 8Ø 0.10, Resto Ø 0.20 m C/ extremo	
4	3/8"	1Ø 0.05, 6Ø 0.08, Resto Ø 0.15 m C/ extremo	

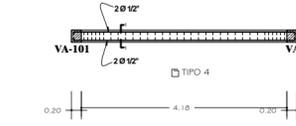


VIGA CHATA VA-103 hasta VA-903 (VIGA DE VOLADO, TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

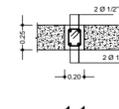


1-1

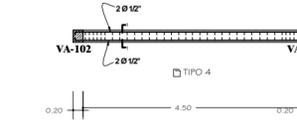


VIGA CHATA VA-108 hasta VA-908 (VIGA DE VOLADO, TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

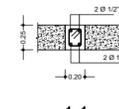


1-1

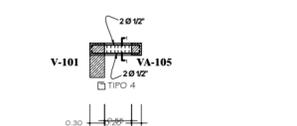


VIGA CHATA VA-109 hasta VA-909 (VIGA DE VOLADO, TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

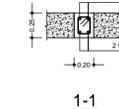


1-1

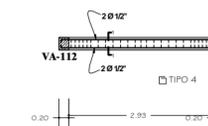


VIGA CHATA VA-112, VA-312, VA-512, VA-712 (20X25)

ESC: 1/12.5

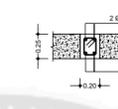


1-1

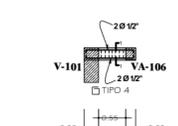


VIGA CHATA VA-105, VA-305, VA-505, VA-705 (20X25)

ESC: 1/12.5

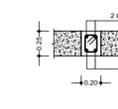


1-1

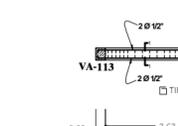


VIGA CHATA VA-113 hasta VA-913 (TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

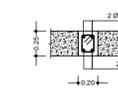


1-1

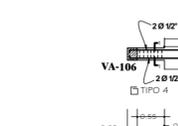


VIGA CHATA VA-106 hasta VA-906 (TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

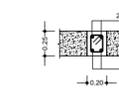


1-1

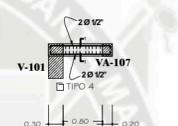


VIGA CHATA VA-114 hasta VA-914 (TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

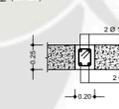


1-1

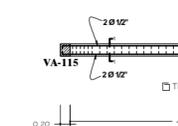


VIGA CHATA VA-115 hasta VA-915 (TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

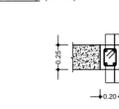


1-1

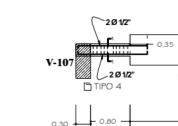


VIGA CHATA VA-107 hasta VA-907 (TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

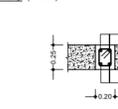


1-1

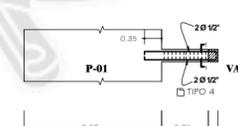


VIGA CHATA VA-116 hasta VA-916 (TODAS LAS PLANTAS) (20X25)

ESC: 1/12.5

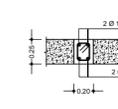


1-1

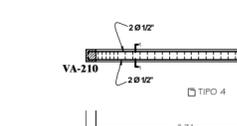


VIGA CHATA VA-210, VA-410, VA-610, VA-810 (20X25)

ESC: 1/12.5

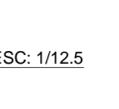


1-1

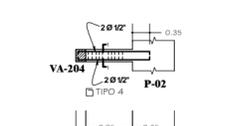


VIGA CHATA VA-204, VA-404, VA-604, VA-804 (20X25)

ESC: 1/12.5

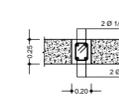


1-1



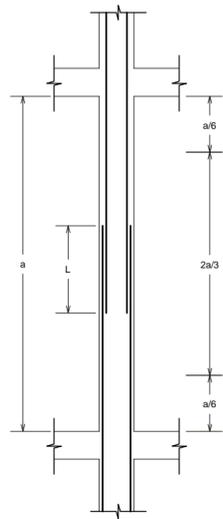
VIGA CHATA VA-211, VA-411, VA-611, VA-811 (20X25)

ESC: 1/12.5



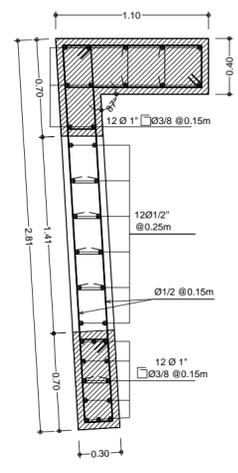
1-1

CUADRO DE COLUMNAS BLOCK A			
NIVEL	TIPO	C-1	C-2
9°	Ø	SIGUE IGUAL	SIGUE IGUAL
8°	Ø		
7°	Ø		
6°	Ø		
5°	Ø		
4°	Ø		
3°	Ø		
2°	Ø		
1°	Ø		
SOTANO	Ø	12 Ø 3/4"	12 Ø 1"
		TIPO - 1	TIPO - 1
SECCION		.80 x .40	.80 x .50
DETALLE (1/25)			

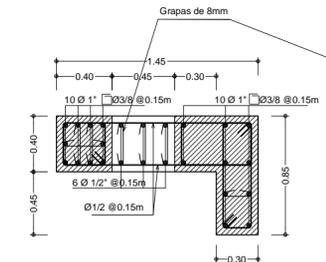


LONGITUD DE EMPALME (L)
ESC: 1/50

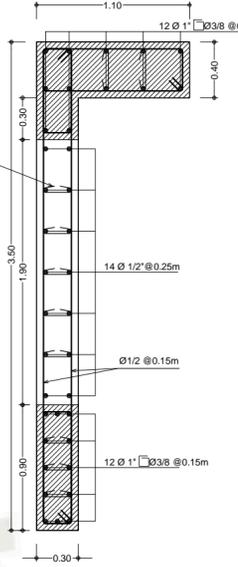
Ø	L(m)
3/8"	0.40
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	1.25



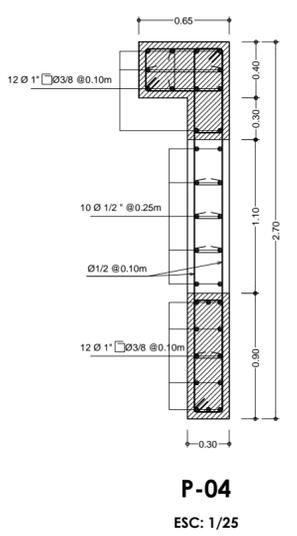
P-01
ESC: 1/25



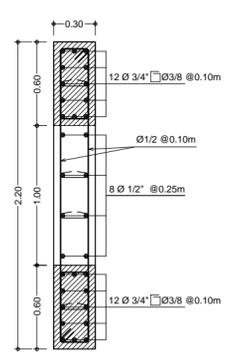
P-02
ESC: 1/25



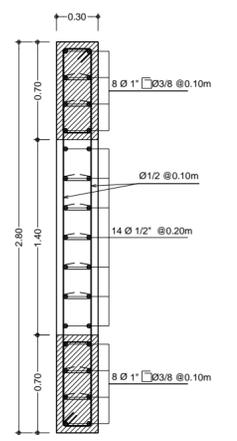
P-03
ESC: 1/25



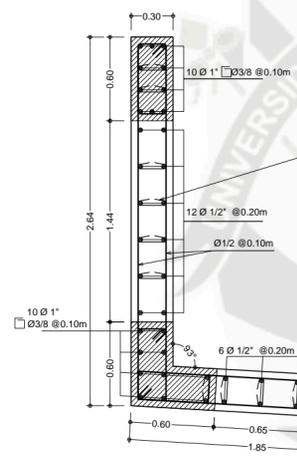
P-04
ESC: 1/25



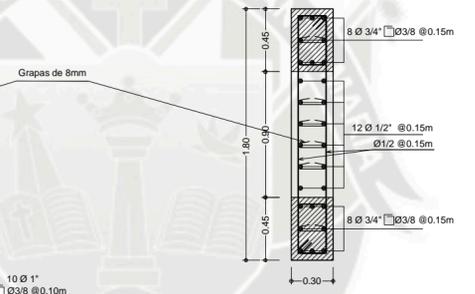
P-05
ESC: 1/25



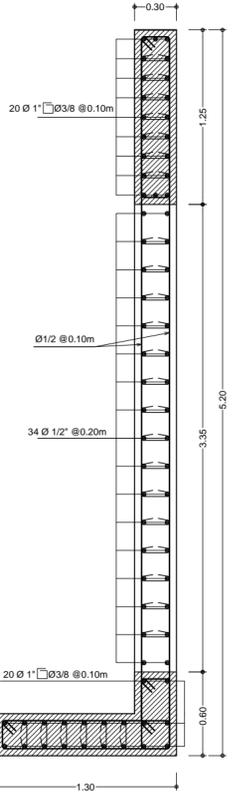
P-06
ESC: 1/25



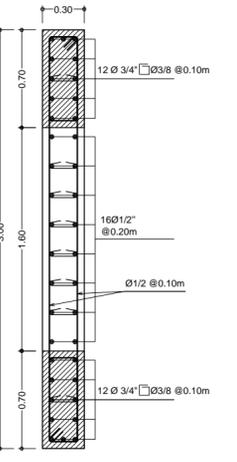
P-07
ESC: 1/25



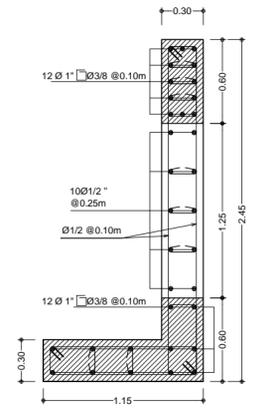
P-08
ESC: 1/25



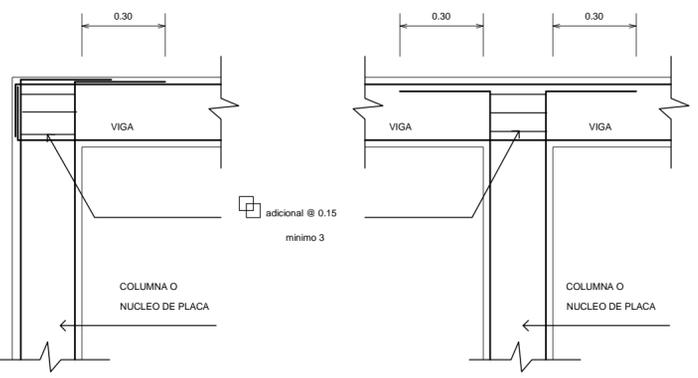
P-09
ESC: 1/25



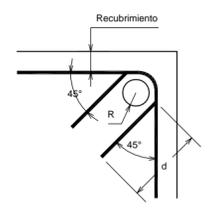
P-10
ESC: 1/25



P-11
ESC: 1/25



DETALLE DE ENCUENTRO DE VIGAS - COLUMNAS
ESC: 1/25

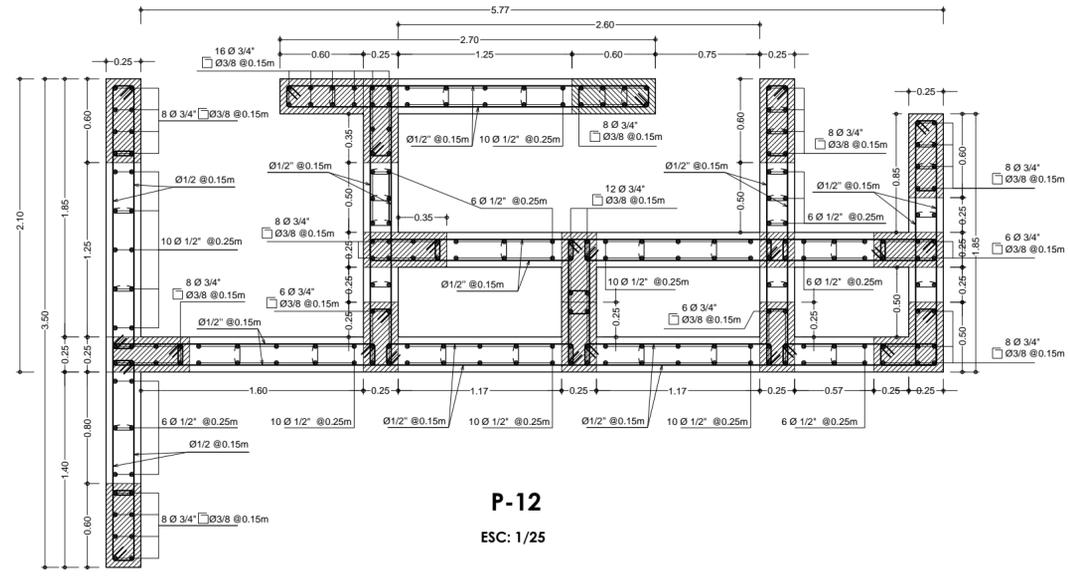


DETALLE TÍPICO DE DOBLADO DE ESTRIBOS SIN ESCALA

Ø	R	d
1/4"	0.02	0.08
3/8"	0.03	0.10

CUADRO DE ESTRIBOS DE COLUMNAS

Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 m C / extremo



P-12
ESC: 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO:
"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL MERCADO - AREQUIPA"

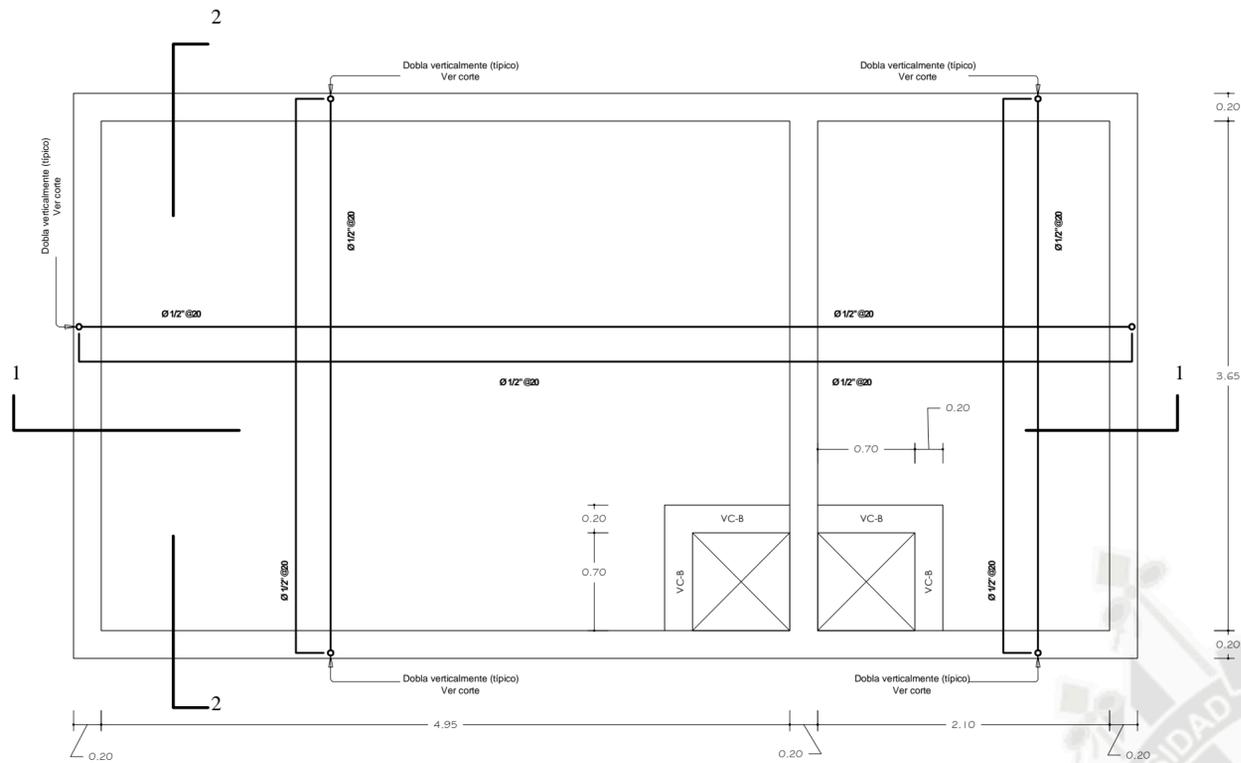
BACHILLER:
HELEN PORTOCARRERO VERA

PLANO:
DETALLES DE COLUMNAS Y PLACAS

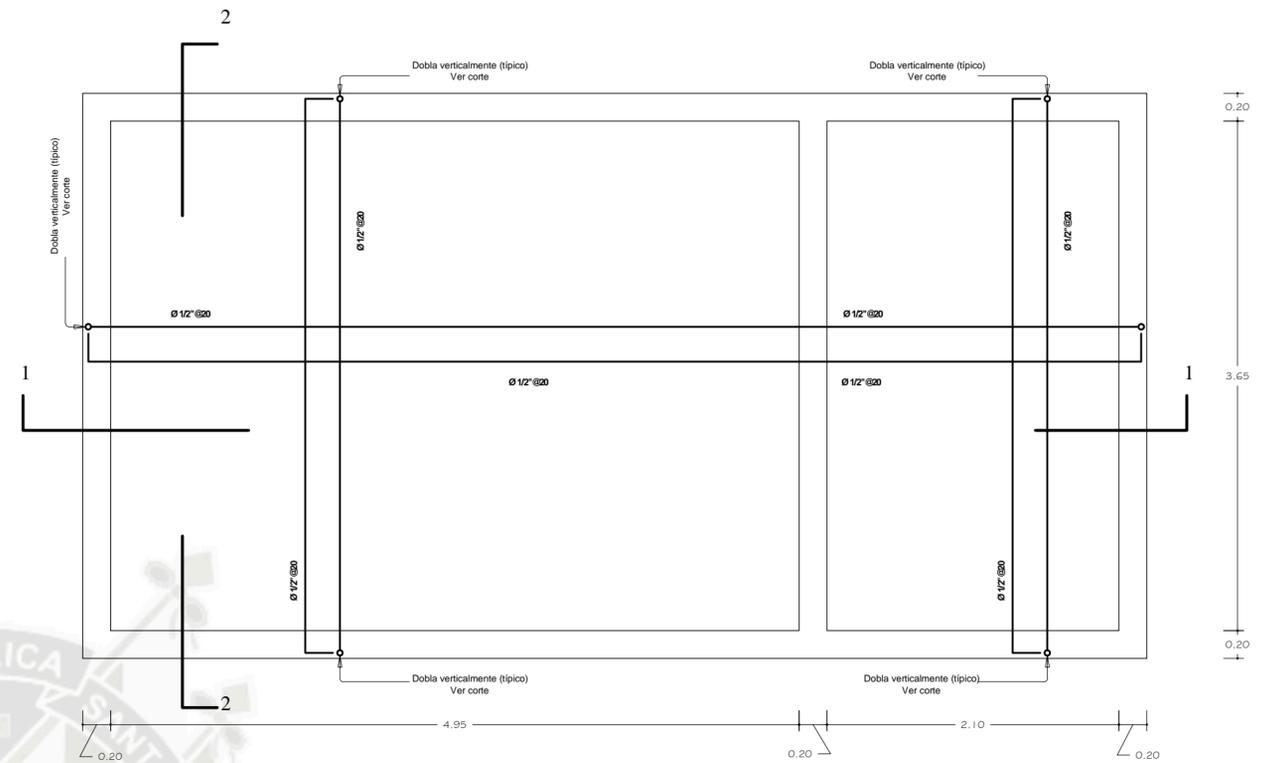
ESCALA:
1/25

FECHA:
JULIO - 2016

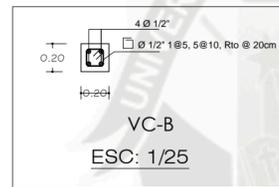
LÁMINA:
E - 18



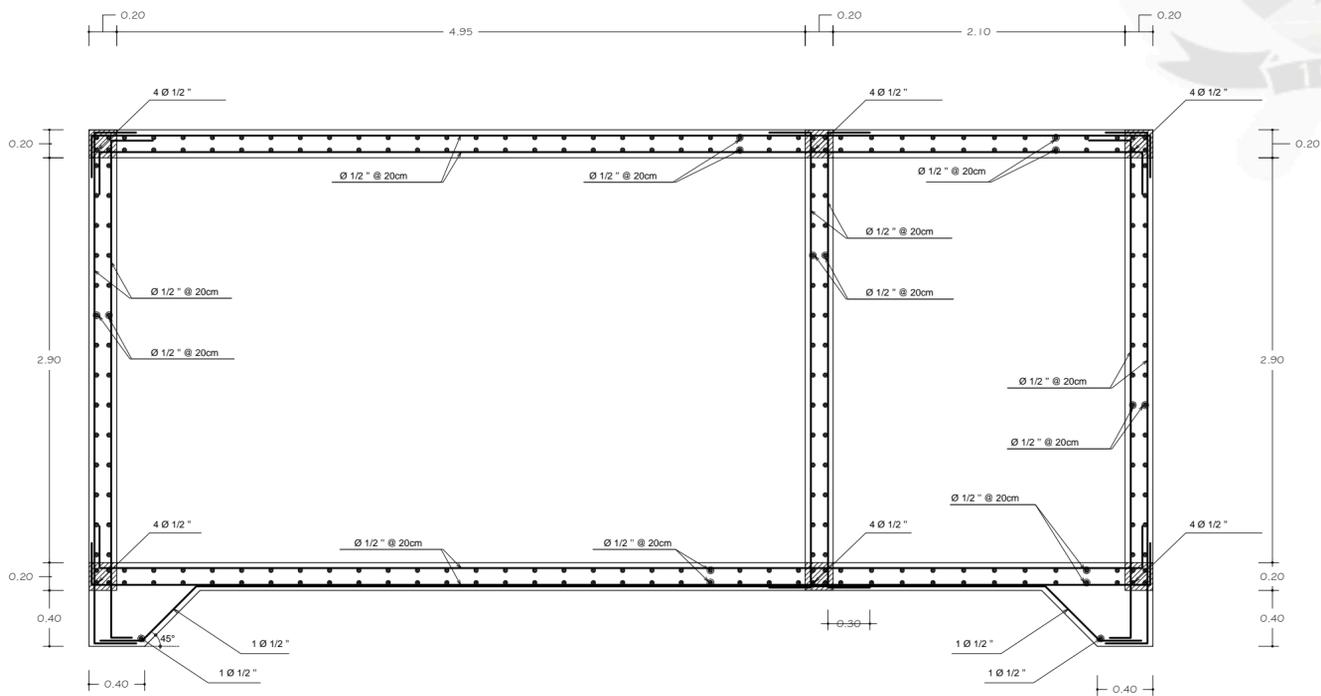
PLANTA LOSA TECHO
ESC: 1/25



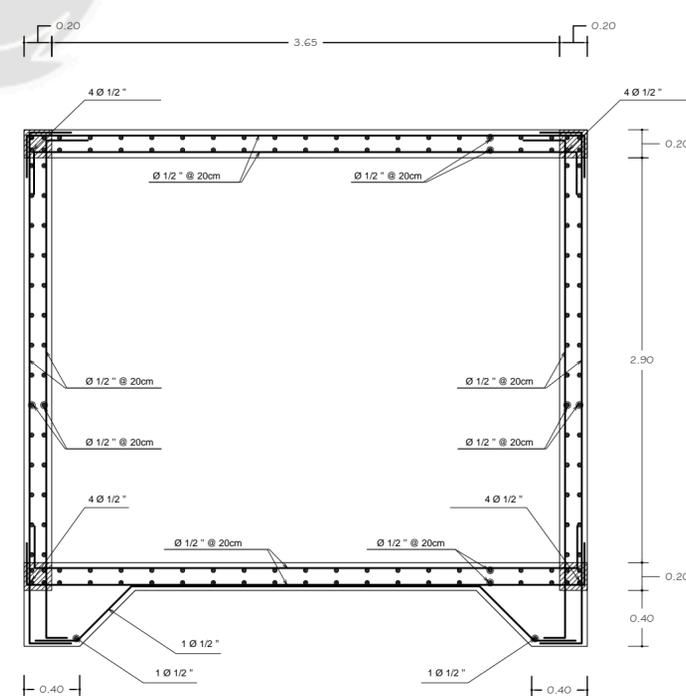
PLANTA LOSA FONDO
ESC: 1/25



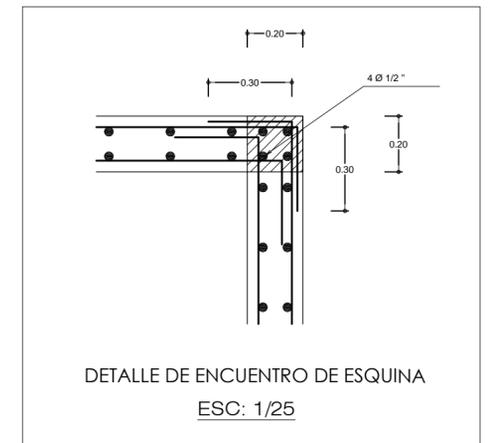
VC-B
ESC: 1/25



CORTE 1-1
ESC: 1/25



CORTE 2-2
ESC: 1/25



DETALLE DE ENCUENTRO DE ESQUINA
ESC: 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS MAS SOTANO EN EL CERCADO - AREQUIPA"	
BACHILLER:	LÁMINA:
HELEN PORTOCARRERO VERA	E - 20
PLANO:	DETALLES DE CISTERNA
ESCALA:	FECHA:
1/50	JULIO - 2016