

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



**“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN URBANIZACIÓN EL ENSUEÑO II –SACHACA-
AREQUIPA”**

Tesis presentada por el Bachiller:

Manrique Jaeger, Gerson Augusto

para optar el Título Profesional de

Ingeniero Civil

Asesor:

Ing. Chávez Vega, Oscar Félix

Arequipa- Perú

2018

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

"Análisis y Diseño sísmo-resistente en concreto armado
de un edificio multifamiliar en urbanización el empuño II -
Sachaca - Arequipa"

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Mannique Jaeger, Gerson Augusto

Nuestro DICTAMEN es:

Lpto para sustentación

OBSERVACIONES:

Arequipa, 13 de Noviembre del 2018

Chavez

Ing. Marco A. Sánchez Zapata

Rosas Espinoza
Ing. Marco Sánchez

Dedicatoria

Para Dios que está en cada momento junto a mí, fortaleciéndome y protegiéndome.

A mis padres porque siempre me han apoyado por medio de su ejemplo, trabajo y perseverancia.

A mi hermano por enseñarme muchos valores a través de su ejemplo y su buena forma de actuar, haciéndome dar cuenta de mis errores.

A mis abuelos que siempre se han preocupado por mi salud, educación y persona.



AGRADECIMIENTO



Deseo agradecer enormemente a los ingenieros Jorge Rosas Espinoza, Marco Antonio Sánchez Zapata y Oscar Félix Chávez Vega por la orientación brindada durante la elaboración del presente proyecto de tesis, no solo por guiarme en cuanto a los conocimientos necesarios, sino por enseñarme mediante su ejemplo valores como la sencillez y humildad que debe caracterizar a todo profesional.

Agradezco al arquitecto Ruben Alejos Diestra por brindarme los planos iniciales de arquitectura del presente proyecto, con quien tuve la oportunidad de trabajar y aprender mucho.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis tiene como objetivo evaluar las diferencias económicas entre la construcción de un departamento del edificio de estudio donde se aprovecha mejor el costo del área del terreno y la construcción de una casa de un piso en una zona rural o de invasión con las misma arquitectura del departamento del edificio analizado en la presente tesis.

Las fuentes bibliográficas provienen de años de investigación en las áreas de análisis estructural y concreto armado, asimismo, se considera para el desarrollo conocimientos en análisis estructural y diseño en concreto armado usando softwares, y normas peruanas. Por otro lado, se menciona hechos de la realidad nacional relacionados con la problemática.

La presente tesis contempla los siguientes capítulos:

En el capítulo I se presenta la identificación y descripción del problema, los antecedentes, la justificación, los objetivos, hipótesis, alcance y limitaciones de la misma.

En el capítulo II se aborda el marco teórico relacionado con los conceptos de concreto armado, modelaje estructural, análisis estructural, diseño estructural y requisitos de presentación de diseño.

En el capítulo III se aborda información acerca de la descripción de la edificación.

En el capítulo IV se desarrolla el predimensionamiento y la estructuración del edificio.

En el capítulo V se realiza el análisis estructural del edificio mediante software.

En el capítulo VI se desarrolla el diseño en concreto armado del edificio según la normativa peruana.

En el capítulo VII se determina el presupuesto y programación del edificio.

RESUMEN

El crecimiento poblacional se viene dando desde el primer censo de 1940 hasta el último censo del 2017, por lo tanto, se hace -necesario realizar planeamiento y soluciones para incentivar el crecimiento vertical de la ciudad por medio de edificios que permitan vivir al mayor número de personas de manera segura. Por otro lado, disminuir la invasión de terrenos que atañen costos de saneamiento, luz eléctrica, comunicaciones, carreteras, etc. Asimismo al albergar a mayor número de personas en menor área se puede realizar un mejor planeamiento para determinar mayores áreas verdes en la ciudad.

El proyecto de estudio se lleva a cabo en el distrito de Sachaca de la ciudad de Arequipa, desarrollando los conocimientos para realizar el diseño estructural, presupuesto y planeamiento de edificio multifamiliar de ocho niveles con triplex en los últimos tres niveles a fin que se pueda incentivar y tener como una posible guía para la elaboración de proyectos similares.

El proyecto tiene un área de terreno de 209.30 m² formados por 9.10 ml de ancho y 23 ml de largo con un perímetro de 64.20 ml donde se construirá más de 1, 357 m² de área construida con la siguiente configuración arquitectónica:

- Primer Piso: 06 estacionamientos + cuarto de máquinas + 01 departamento
- Segundo Piso al Quinto Piso: 02 departamentos por piso
- Sexto al Octavo Piso: 02 triplex.

Se empezó con el predimensionamiento siguiendo recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y otros procedimientos recomendados, con el fin de empezar el análisis estructural con dimensiones similares a las finales. Posteriormente se realiza la estructuración siguiendo las recomendaciones descritas en el presente proyecto de tesis donde se analiza hasta tres soluciones que cumplen con el parámetro de deriva máxima según la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. El análisis estructural se realiza utilizando el software ETABS 2016 donde se interpretan y analizan los resultados para

determinar la veracidad de estos. Asimismo se obtienen los resultados de los drifts máximos, desplazamientos máximos, cortante basal, reducción de los grados de libertad, sistema estructural de la edificación y ampliación de la cortante basal sismo dinámica en comparación de la cortante basal estática.

Por otro lado se realiza el diseño estructural por el método vigente de “Diseño a la rotura o por resistencia última” utilizando programa ETABS 2016, SAP 2000 y hojas de cálculo en Excel para cada diferente elemento a diseñar (losas, vigas, columnas, placas, losa de cimentación y muros de contención) siguiendo la norma E.060 del R.N.E.

Una vez plasmado el procedimiento del diseño estructural en planos se procede a realizar los metrados correspondientes a la estructura del proyecto a fin de cuantificar la cantidad de materiales que serán necesarios para ejecutar la obra. La elaboración de los precios unitarios son conformados de acuerdo a la experiencia laboral y cotizaciones recientes utilizando el software S10. Para la elaboración del presupuesto final se utilizan los metrados y los precios unitarios.

Palabras clave:

Análisis Estructural, diseño estructural, diseño sismorresistente, concreto armado y elementos estructurales.

ABSTRACT

The population growth has been taking place since the first census of 1940 until the last census of 2017, therefore, it is necessary to carry out planning and solutions to encourage the vertical growth of the city through buildings that allow the greatest number of people to live in a safe way. On the other hand, reduce the invasion of land that involves sanitation costs, electricity, communications, roads, etc. Also, by housing a greater number of people in a smaller area, a better planning can be made to determine greater green areas in the city.

The study project is carried out in the Sachaca district of the city of Arequipa, developing the knowledge to carry out the structural design, budget and planning of eight-level multifamily building with triplex in the last three levels so that it can be encouraged and have as a possible guide for the development of similar projects.

The project has a land area of 209.30 m² formed by 9.10 ml wide and 23 ml long with a perimeter of 64.20 ml where more than 1, 357 m² of built area will be built with the following architectural configuration:

- First Floor: 06 parking spaces + machinery room + 01 apartment
- Second Floor to Fifth Floor: 02 apartments per floor
- Sixth to the Eighth Floor: 02 triplex.

The pre-dimensioning was started following the recommendations of the National Building Regulations and other recommended procedures, to start the structural analysis with similar dimensions to the final ones. Subsequently structuring is carried out following the recommendations described in this thesis project where up to three solutions are analyzed that comply with the maximum drift parameter according to the E.030 norm of the National Building Regulations. The structural analysis is carried out using the ETABS 2016 software where the results are interpreted and analyzed to determine the veracity of these. Likewise, the results of the maximum drifts, maximum displacements, basal shear, reduction of degrees

of freedom, structural system of the building and expansion of the basal shear dynamic seismic compared to the static basal shear are obtained.

On the other hand, the structural design is carried out by the valid method of "Design to break or ultimate resistance" using ETABS 2016, SAP 2000 and spreadsheets in Excel for each different element to be designed (slabs, beams, columns, plates, foundation slab and retaining walls) following the E.060 standard of the R.N.E.

Once the procedure of the structural design has been mapped, the corresponding measurements to the project structure are carried out in order to quantify the quantity of materials that will be necessary to execute the work. The elaboration of the unit prices are made according to the work experience and recent quotes using the S10 software. For the elaboration of the final budget, the measurements and the unit prices are used.

Keywords:

Structural Analysis, structural design, seismic design, reinforced concrete, and structural elements.

ÍNDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

INTRODUCCIÓN

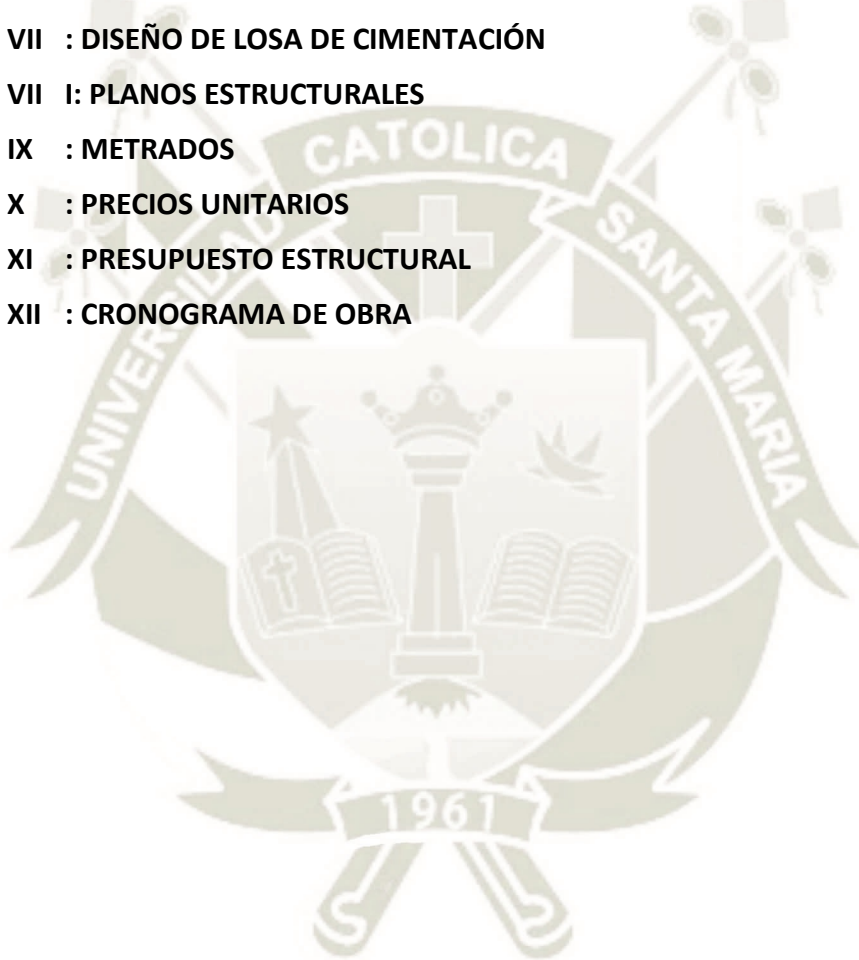
RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO 1.	GENERALIDADES.....	1
1.1.	Identificación y descripción del problema.....	1
1.2.	Antecedentes	3
1.3.	Justificación.....	4
1.4.	Objetivos.....	4
1.5.	Variables	5
1.6.	Hipótesis	5
1.7.	Alcance.....	5
1.8.	Limitaciones de tesis	5
CAPÍTULO 2.	MARCO TEÓRICO.....	7
2.1.	Definición de edificio de concreto armado	7
2.2.	Modelaje Estructural.....	8
2.3.	Análisis Estructural.....	10
2.4.	Diseño Estructural	11
2.5.	Requisitos de presentación de diseño.....	12
CAPÍTULO 3.	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	15
3.1.	Área y Perímetro	15
3.2.	Ubicación.....	15
3.2.1	Estudio de Entorno	15
3.2.2	Junta sísmica	16
3.3.	Arquitectura del Edificio.....	17
CAPÍTULO 4.	PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN.....	18
4.1.	Metrado de carga muerta	18
4.2.	Metrado de carga viva.....	19
4.3.	Predimensionamiento.....	19
4.3.1	Predimensionamiento de losa aligerada unidireccional	19

4.3.2	Predimensionamiento de losa maciza	19
4.3.3	Predimensionamiento de vigas	19
4.3.4	Predimensionamiento de columnas	20
4.3.5	Predimensionamiento de muros de concreto armado	22
4.4.	Criterios para estructuración.....	23
4.5.	Parámetros de la norma E.030	26
4.5.1.	Primera propuesta	29
4.5.2.	Segunda propuesta	31
4.5.3.	Tercera propuesta	33
4.5.4.	Comparación de propuestas	35
4.5.5.	Control de derivas.....	37
CAPÍTULO 5.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	42
5.1	Carga muerta.....	42
5.2	Carga viva	42
5.3	Carga de sismo	43
5.3.1	Chequeo del cortante basal entre el análisis estático y análisis dinámico	43
5.3.2	Reducción de grados de libertad.....	45
5.3.3	Verificación para determinar factor “R”	45
CAPÍTULO 6.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	47
6.1.	Losas.....	47
6.2.	Vigas.....	49
6.3.	Escaleras.....	57
6.4.	Columnas	59
6.5.	Muros estructurales	66
6.6.	Plata de cimentación	73
6.7.	Muro de contención de cisterna	77
6.8.	Diseño de nudos.....	80
CAPÍTULO 7.	PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN	83
7.1.	Presupuesto	83
7.1.1	Metrado del edificio	83
7.1.2	Análisis de precios unitarios.....	83
7.1.3	Presupuesto.....	86
7.2.	Programación de obra.....	86
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		93
BIBLIOGRAFÍA.....		97
ANEXOS		98
ANEXO I	: PLANOS ARQUITECTONICOS	98

- ANEXO II : DISEÑO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL**
- ANEXO III : DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTE DE LAS VIGAS V1, V2, V3 Y V4 DEL 2° AL 7° NIVEL Y LAS VIGAS V5, V6, V7, V8, V9, V10, V11, V12, V13 Y V14 DEL 4° AL 5° NIVEL**
- ANEXO IV : DISEÑO POR TORSIÓN**
- ANEXO V : DISEÑO DE PLACAS**
- ANEXO VI : ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE TERRENO VECINO**
- ANEXO VII : DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN**
- ANEXO VII I: PLANOS ESTRUCTURALES**
- ANEXO IX : METRADOS**
- ANEXO X : PRECIOS UNITARIOS**
- ANEXO XI : PRESUPUESTO ESTRUCTURAL**
- ANEXO XII : CRONOGRAMA DE OBRA**



LISTA DE FIGURAS

Ilustración 1 Corroboración de fórmulas con censo 2017 y proyección 2025 del Arequipa (Elaboración propia).....	2
Ilustración 2 Corroboración de fórmulas con censo 2017 y proyección 2025 del Perú (Elaboración propia).....	2
Ilustración 3 Imagen Satelital (Google Earth-2018).....	16
Ilustración 4 Predimensionamiento de columna centrada (Elaboración propia).....	21
Ilustración 5 Predimensionamiento de columna excéntrica (Elaboración propia).....	21
Ilustración 6 Predimensionamiento de columna esquinada (Elaboración propia).....	22
Ilustración 7 Verificación de irregularidades de piso blando y rigidez extrema (Elaboración propia)....	27
Ilustración 8 Espectro de respuesta (Elaboración propia).....	28
Ilustración 9 Primera propuesta de multifamiliar (Elaboración propia).....	29
Ilustración 10 Segunda Estructuración de multifamiliar (Elaboración propia).....	31
Ilustración 11 Tercera Estructuración de multifamiliar (Elaboración propia).....	33
Ilustración 12 Ventajas y desventajas de las 03 propuestas (Elaboración propia).....	36
Ilustración 13 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia).....	37
Ilustración 14 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia).....	38
Ilustración 15 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia).....	39
Ilustración 16 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia).....	40
Ilustración 17 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia).....	40
Ilustración 18 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia).....	41
Ilustración 19 Fuerza constante mínima (Norma E.030, 2016).....	44
Ilustración 20 Envoltorio del DMF del pórtico del eje 2 (Elaboración propia).....	46
Ilustración 21 Diagrama de momentos flectores de losa aligerada en tonf.m (Elaboración propia).....	47
Ilustración 22 Diagrama de fuerzas cortantes de losa aligerada en tonf (Elaboración propia).....	47
Ilustración 23 Diseño por flexión y cortante de los ejes 4 y 5 en losa aligerada de 20cm (Elaboración propia).....	49
Ilustración 24 Dibujo del diseño de losa aligerada en los apoyos de los ejes 4 y 5 (Elaboración propia).....	49

Ilustración 25 Hoja de cálculo para longitud de batones para vigas a efectos de gravedad (Elaboración propia).....	50
Ilustración 26 Hoja de cálculo para longitud de batones para vigas a efectos de sismo (Elaboración propia).....	50
Ilustración 27 Diagramas momentos flectores y fuerzas cortantes de la viga V1 del primer piso (Elaboración propia)	52
Ilustración 28 Diseño por flexión de V1 del primer piso (Elaboración propia).....	52
Ilustración 29 Cortante última para vigas (Figura 21.4.3a de norma E.060 del R.N.E.).....	53
Ilustración 30 Diseño por cortante según el capítulo 21 de la norma E.060 (Elaboración propia)	53
Ilustración 31 Diseño por cortante de V1 del primer piso (Elaboración propia)	54
Ilustración 32 Dibujo del diseño por flexión y corte de la V1 del primer piso (Elaboración propia)	55
Ilustración 33 Diseño por torsión de V2 del primer piso (Elaboración propia)	56
Ilustración 34 Dibujo del diseño por flexión, corte y torsión de la V2 del primer piso (Elaboración propia).....	57
Ilustración 35 Diseño de escaleras PARTE I (Elaboración propia)	57
Ilustración 36 Diseño de escaleras PARTE II (Elaboración propia).....	58
Ilustración 37 Diseño de escaleras PARTE III (Elaboración propia)	59
Ilustración 38 Dibujo de C-1 (Elaboración propia).....	60
Ilustración 39 Diagrama de interacción de C 30X70 del 5TO nivel del M3 (Elaboración propia).....	60
Ilustración 40 Diagrama de interacción de C 30X70 del 8VO nivel del M2 (Elaboración propia)	60
Ilustración 41 Procedimiento para obtener diagrama de interacción de M3 (Elaboración propia)	61
Ilustración 42 Diagrama de interacción manual de C 30X70 del 5TO nivel del M3 (Elaboración propia)	62
Ilustración 43 Procedimiento para obtener diagrama de interacción de M2 (Elaboración propia)	63
Ilustración 44 Diagrama de interacción manual de C 30X70 del 8VO nivel del M2 (Elaboración propia)	63
Ilustración 45 Cortante última para columnas (Figura 21.4.3b de norma E.060 del R.N.E.)	64
Ilustración 46 Diagrama de interacción de C 30X70 del 1er nivel del M2 (Elaboración propia).....	64
Ilustración 47 Diseño por corte de C 30X70 (Elaboración propia).....	65
Ilustración 48 Diseño por corte de P-2 (Elaboración propia).....	70
Ilustración 49 Sección de diseño de P-2 (Elaboración propia)	71
Ilustración 50 Diagrama de Interacción de P-2 con cargas ultimas del 1 y 2DO nivel (Elaboración propia).....	72
Ilustración 51 Chequeo de punzonamiento para P-1 (Elaboración propia).....	75

Ilustración 52 Chequeo de punzonamiento para P-2 (Elaboración propia).....	75
Ilustración 53 Chequeo de punzonamiento para C-1en los ejes 2 y 7 (Elaboración propia).....	76
Ilustración 54 Diagrama de momentos flectores de losa de cimentación en tonf.m (Elaboración propia)	76
Ilustración 55 Diagrama de fuerzas cortantes de losa de cimentación en tonf (Elaboración propia).....	76
Ilustración 56 Diseño por flexión de los ejes 4 y 5 en la losa de cimentación (Elaboración propia)	77
Ilustración 57 Efectos del agua (Elaboración propia)	78
Ilustración 58 Efectos del suelo (Elaboración propia)	79
Ilustración 59 Esfuerzos por flexión del M22 de los efectos del agua (Elaboración propia)	79
Ilustración 60 Área efectiva en el nudo (Figura 21.7.4.1 de la norma E.060)	80
Ilustración 61 Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo (Figura 21.7.4.3 de la norma E.060).....	80
Ilustración 62 Diseño por corte para nudos (Elaboración propia).....	82

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Población censada 1940-2017 (INEI-2018).....	1
Tabla 2 Distribución Arquitectónica (Elaboración propia).....	15
Tabla 3 Predimensionamiento de placas (Elaboración propia)	22
Tabla 4 Resultados para análisis estático (Elaboración propia)	28
Tabla 5 Peso de la primera propuesta (Elaboración propia)	30
Tabla 6 Máximas derivas de la primera propuesta (Elaboración propia).....	30
Tabla 7 Máximas desplazamientos de la primera propuesta (Elaboración propia)	31
Tabla 8 Peso de la segunda propuesta (Elaboración propia).....	32
Tabla 9 Máximas derivas de la segunda propuesta (Elaboración propia).....	32
Tabla 10 Máximas desplazamientos de la segunda propuesta (Elaboración propia)	33
Tabla 11 Peso de la tercera propuesta (Elaboración propia).....	34
Tabla 12 Máximas derivas de la tercera propuesta (Elaboración propia)	34
Tabla 13 Máximas desplazamientos de la tercera propuesta (Elaboración propia)	35
Tabla 14 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia).....	37
Tabla 15 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia)	38
Tabla 16 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia).....	39

Tabla 17 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia)	40
Tabla 18 Cortante basal sísmica (Elaboración propia)	43
Tabla 19 Periodos de vibración predominantes en "x" y "y" (Elaboración propia)	43
Tabla 20 Parámetros de análisis estático con periodos predominantes (Elaboración propia)	44
Tabla 21 Participación de masa en los modos de vibración (Elaboración propia)	45
Tabla 22 Cortante basal (Elaboración propia)	45
Tabla 23 Cortante absorbido por las placas en "x" y "y" (Elaboración propia)	45
Tabla 24 Control del elemento límite (Elaboración propia)	66
Tabla 25 Longitud del elementos de borde (Elaboración propia)	66
Tabla 26 Acero de elemento de borde (Elaboración propia)	71
Tabla 27 Acero transversal del alma (Elaboración propia)	71
Tabla 28 Diseño del acero transversal del elemento de borde y del alma (Elaboración propia)	72
Tabla 29 Valores de K30 en kg/cm ³ (Rodríguez Ortiz-s.f.)	73
Tabla 30 Reacciones de losa de cimentación (Elaboración propia)	74
Tabla 31 Metrados de las partidas predominantes del proyecto (Elaboración propia)	83
Tabla 32 Presupuesto de las partidas predominantes del proyecto (Elaboración propia)	86
Tabla 33 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)	87
Tabla 34 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)	88
Tabla 35 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)	89
Tabla 36 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)	90
Tabla 37 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)	91
Tabla 38 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)	92

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1. Identificación y descripción del problema

El crecimiento vertical es un factor importante en el desarrollo de las ciudades más sofisticadas, ya que significa albergar a la mayor cantidad de personas posibles en una menor área, a esta relación se la denomina “densidad poblacional”. Por lo tanto, la ejecución de edificios cada vez más altos se considera importante en las ciudades que experimentan un crecimiento poblacional y económico.

Por otro lado, al tener mayor densidad poblacional permitirá abatir la invasión de terrenos en la ciudad de Arequipa, ya que el crecimiento de la ciudad se está dando en sentido horizontal por lo que se incurren en costos adicionales de saneamiento, luz eléctrica, comunicaciones, carreteras, etc. Asimismo al albergar a mayor número de personas en menor área se puede realizar un mejor planeamiento para determinar mayores áreas verdes en la ciudad.

Se muestran los datos de los censos realizados en el Perú hasta el 2017.

Cuadro 06
PERÚ: POBLACIÓN CENSADA, SEGÚN DEPARTAMENTO, 1940 - 2017

DEPARTAMENTO	1940	1961	1972	1981	1993	2007	2017
Total	6 207 967	9 906 746	13 538 208	17 005 210	22 048 356	27 412 157	29 381 884
Amazonas	65 137	118 439	194 472	254 560	336 665	375 993	379 384
Áncash	424 975	582 598	726 215	826 399	955 023	1 063 459	1 083 519
Apurímac	258 094	288 223	308 613	323 346	381 997	404 190	405 759
Arequipa	263 077	388 881	529 566	706 580	916 806	1 152 303	1 382 730
Ayacucho	358 991	410 772	457 441	503 392	492 507	612 489	616 176
Cajamarca	494 412	746 938	919 161	1 026 444	1 259 808	1 387 809	1 341 012
Prov. Const. del Callao	82 287	213 540	321 231	443 413	639 729	879 679	994 494
Cusco	486 592	611 972	715 237	832 504	1 028 763	1 171 403	1 205 527
Huancavelica	244 595	302 817	331 629	346 797	385 162	454 797	347 639
Huánuco	234 024	328 919	414 468	477 650	654 489	762 223	721 047
Ica	140 898	255 930	357 247	433 897	565 686	711 932	850 765
Junín	338 502	521 210	696 641	852 238	1 035 841	1 225 474	1 246 038
La Libertad	383 252	582 243	783 728	982 074	1 270 261	1 617 050	1 778 080
Lambayeque	192 890	342 446	514 602	674 442	920 795	1 112 868	1 197 260
Lima	828 298	2 031 051	3 472 564	4 745 877	6 386 308	8 442 409	9 485 405
Loreto	152 457	272 933	375 007	482 829	687 282	891 732	883 510
Madre de Dios	4 950	14 890	21 304	33 007	67 008	109 555	141 070
Moquegua	34 152	51 614	74 470	101 610	128 747	161 533	174 863
Pasco	90 353	138 369	176 580	212 145	226 295	280 449	254 065
Piura	408 605	668 941	854 972	1 125 865	1 388 264	1 676 315	1 856 809
Puno	548 371	686 260	776 173	890 258	1 079 849	1 268 441	1 172 697
San Martín	94 843	161 763	224 427	319 751	552 387	728 808	813 381
Tacna	36 349	66 024	95 444	143 085	218 353	288 781	329 332
Tumbes	25 709	55 812	76 515	103 839	155 521	200 306	224 863
Ucayali	16 154	64 161	120 501	163 208	314 810	432 159	496 459
Provincia de Lima 1/	562 885	1 632 370	2 981 292	4 164 597	5 706 127	7 602 940	8 574 974
Región Lima 2/	265 413	398 681	491 272	581 280	680 181	839 469	910 431

1/ Comprende los 43 distritos de la provincia de Lima.

2/ Comprende las provincias de Barranca, Cajatambo, Cancha, Cañete, Huaral, Huarochiri, Huaura, Oyón y Yauyos.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Censos Nacionales de Población y Vivienda.

Tabla 1 Población censada 1940-2017 (INEI-2018)

Conforme a esta información se proyecta y se corrobora utilizando las fórmulas estadísticas más conocidas para determinar la proyección del número de personas en “n” años.

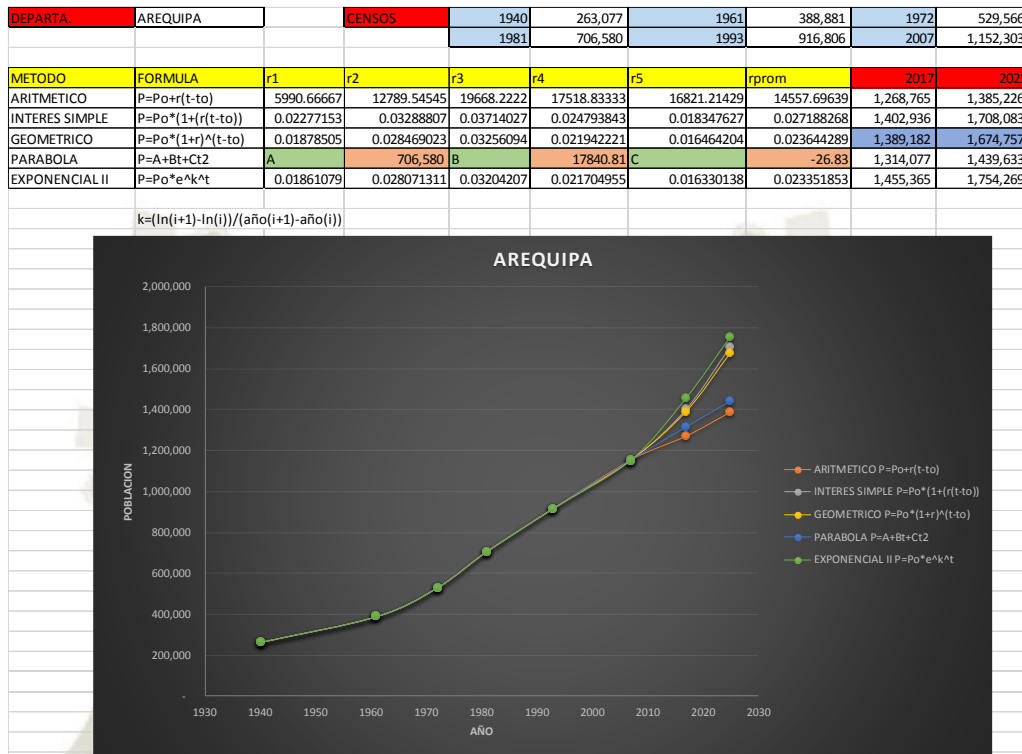


Ilustración 1 Corroboración de fórmulas con censo 2017 y proyección 2025 del Arequipa (Elaboración propia)

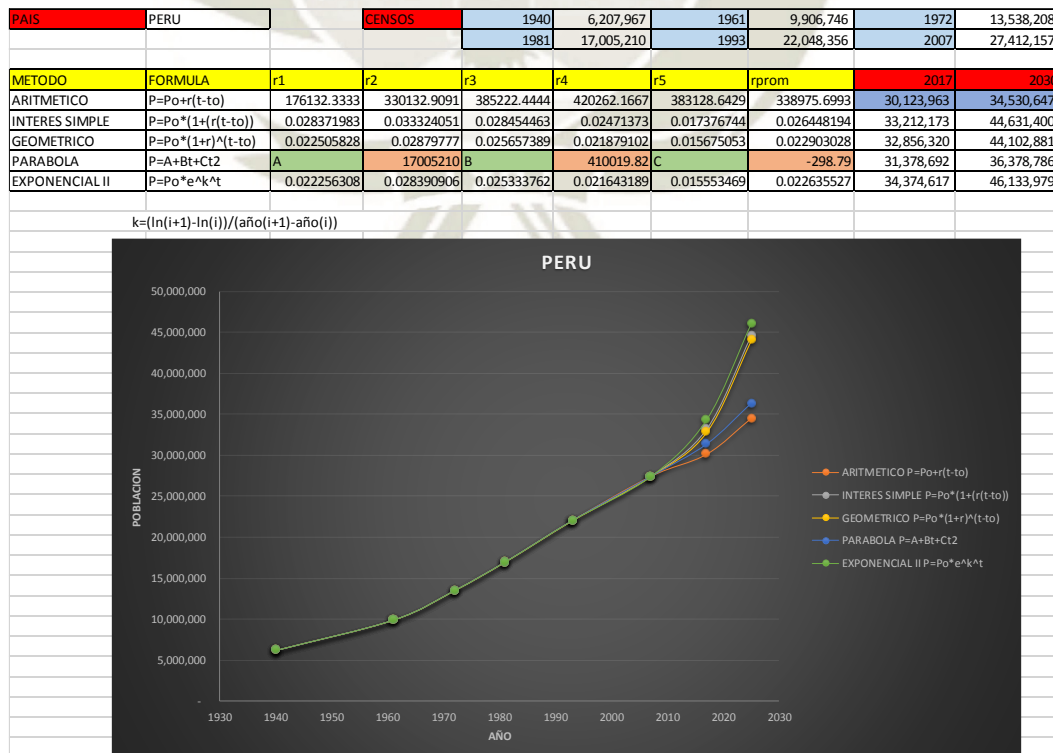


Ilustración 2 Corroboración de fórmulas con censo 2017 y proyección 2025 del Perú (Elaboración propia)

De acuerdo a las gráficas mostradas se indica que las proyección más reales las dan el método “Geométrico” y “Aritmético”. Con estos resultados asumimos que la ciudad de Arequipa crecerá para el 2025 un 20.56% de la población actual lo que equivale a aproximadamente 285, 575 personas y el Perú crecerá para el 2025 un 14.63% de la población actual lo que equivale aproximadamente a 4, 406,684 personas.

Con estos resultados aseguramos que tanto la ciudad de Arequipa como el Perú se encuentran en un estado latente de crecimiento poblacional demostrado desde el primer censo de 1940 hasta el último censo del 2017, por lo tanto, se hace necesario realizar planeamiento y soluciones para incentivar el crecimiento vertical de la ciudad por medio de edificios que permitan vivir al mayor número de personas de manera segura.

1.2. Antecedentes

El crecimiento demográfico de la zona tradicional de Yura pasó de tener 16 mil pobladores en el 2011, a por lo menos 30 mil personas en el 2016 que van desde Yura tradicional hasta la entrada a Arequipa. Asimismo, muchas familias no cuentan con las necesidades básicas de servicios, salud y vivienda que garanticen calidad y seguridad para la población. (Hañari, 2016)

Según (Otazú, 2017) en su tesis de pregrado: En los últimos años Arequipa ha aumentado su capacidad de construcción de centros comerciales, sin embargo, la inadecuada infraestructura comercial en la Feria del Altiplano no está diseñada para soportar el crecimiento poblacional convirtiendo su estructura en una bomba de tiempo para los comerciantes y compradores.

Ubicándose en la tesis de pregrado “Diseño Sismo Resistente en Concreto Armado del Local Institucional de la Caja Municipal De Ahorro y Crédito Cusco” realizado por Daniel Gutierrez Grajeda (2016) de la Universidad Católica de Santa María indica: Hace diez años la construcción de viviendas en nuestro país no llegaba a 15 mil viviendas por año, sin embargo, actualmente se construyen más de 55 mil viviendas anuales de tal manera que se está reduciendo el déficit habitacional. Se estima que el dinamismo de infraestructura para el sector retail se mantendrá constante, sobre todo en provincias debido al continuo cambio del sector privado.

1.3. Justificación

Es importante plantear soluciones para la problemática del crecimiento poblacional que se está dando en la ciudad de Arequipa, y que tiene consecuencias en la reducción de áreas verdes y aumento de costos en la habilitación terrenos que no fueron planificados.

La presente tesis tiene el propósito de realizar el análisis y diseño sismo resistente de un edificio multifamiliar de 08 niveles con triplex en los últimos niveles, de tal manera que se pueda tener en claro la metodología de análisis estructural conforme a la norma E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismo Resistente y diseño estructural en concreto armado de acuerdo a la norma E.060 Concreto Armado.

Además, al abordar un caso real como es el análisis estructural, diseño estructural, presupuesto y planeamiento de una infraestructura como es el edificio de esta tesis de pregrado puede servir de base y guía para estudiantes e ingenieros que pretendan aprender y conocer el análisis estructural, diseño estructural, ratios de costos y rendimientos en edificaciones con la particularidad de triplex en los últimos pisos.

De acuerdo al constante crecimiento poblacional descrito en el punto 2.1. (Identificación y Descripción del Problema), se pretende con la presente tesis que se pueda conocer de manera abierta los procedimientos de análisis estructural y diseño estructural, así como las disciplinas de costos y planeamiento. De tal manera que se incentive y facilite la construcción de proyectos similares al de la presente tesis, y se pueda ayudar de forma conceptual a proyectos de la misma índole.

1.4. Objetivos

OBJETIVO GENERAL

1. Analizar y diseñar edificio multifamiliar de 08 niveles con triplex en los últimos 03 niveles utilizando R.N.E.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Realizar el análisis estructural conforme a la norma E.020 Cargas y a la norma E.030 Diseño Sismo Resistente.
2. Determinar la correcta estructuración del proyecto de tal manera que se cumpla el drift máximo conforme a la norma E.030 Diseño sismo resistente.
3. Utilizar el software ETABS 2016 para realizar el análisis y diseño junto con hojas de cálculo en Excel.

4. Determinar el presupuesto y planeamiento de las estructuras del proyecto.

1.5. Variables

VARIABLES	INDICADORES
EDIFICIOS ALTOS	Resistencia a compresión del concreto, esfuerzo de fluencia del acero, módulo de elasticidad del concreto, módulo de elasticidad del acero y peso de la estructura.
CRECIMIENTO POBLACIONAL	Costo, área y confort.

1.6. Hipótesis

Si en la construcción de edificios altos se aprovecha mejor el costo del área del terreno entonces el costo estructural para 4 personas es más económico por departamento que el de una casa de un piso en una zona rural o de invasión incluyendo el costo del terreno.

1.7. Alcance

La presente tesis comprende el análisis estructural y diseño en concreto armado usando la normativa peruana vigente de un edificio multifamiliar de 08 pisos con triplex en los últimos niveles, asimismo considera el presupuesto y programación de obra del proyecto.

Es así que para llevar a cabo el análisis estructural y diseño en concreto armado del proyecto Edificio Multifamiliar de 08 pisos, se tiene como información:

- La arquitectura del anteproyecto.
- El estudio de mecánica de suelos de un terreno vecino.

1.8. Limitaciones de tesis

Según el plan de desarrollo metropolitano de Arequipa 2016-2025, el proyecto se encuentra ubicado en la zonificación Residencial Densidad Media (RDM-2), donde se permite la construcciones de hasta 6 niveles, sin embargo por gestiones entre el cliente y los encargados municipales se llegó a obtener el permiso para la construcción de los 8 niveles.

En el mapa de plano de zonificación de Arequipa existen muy pocas áreas con la zonificación de Residencial Densidad Alta (RDA-1 y RDA-2) donde algunas de ellas están ubicadas alrededor de la Av. Metropolitana del distrito de Yanahuara y a la redonda

de la Av. Venezuela de los distritos del Cercado y Miraflores, estas clases de zonificaciones permiten la construcción de edificios desde 6 hasta 12 niveles. Según el plano de zonificación existen muy pocas áreas con zonificación RDA-1 y RDA-2, lo cual se considera una limitante para la construcción de edificios altos.

La presente tesis no comprende documentos, información o requisitos anteriores a la etapa de anteproyecto, ya que su aprobación fue entera responsabilidad del arquitecto designado tomando la arquitectura establecida para elaborar el presente proyecto de tesis. En la presente tesis no se desarrolla la ingeniería sanitaria ni eléctrica del proyecto. Sin embargo, esta tiene consideraciones del proyectista al momento de realizar la arquitectura de anteproyecto.



CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Definición de edificio de concreto armado

El concreto es la mezcla de piedra chancada, arena, cemento, agua y aire, la proporción de sus componentes determina la resistencia de compresión a la que se desea llegar de acuerdo a las características propias de los agregados a utilizar. Además la adición de aditivos hace que modifique sus propiedades mejorando y adaptando la mezcla para el uso y las condiciones de vaciado del elemento. El concreto se caracteriza por resistir grandes esfuerzos en compresión, sin embargo, se considera un material frágil ya que tiene baja capacidad para traccionarse.

El acero es una aleación entre un metal (el hierro) y un metaloide (el carbono), donde el carbono mejora las propiedades del hierro; las propiedades mecánicas dependen de la proporción de carbono, ya que hacen variar las cantidades de uno de los componentes más duros en el acero como la cementita (Aceros Arequipa, 2007). El acero se caracteriza por su capacidad de deformarse sin romperse (ductilidad).

El concreto armado, es el acero en forma de armadura cubierto y relleno por concreto, estos dos materiales actúan juntos en fuerzas de resistencia, como se describe en párrafos anteriores el concreto tiene propiedades a compresión y el acero tiene propiedades a tracción, las cuales actúan entre sí para obtener equilibrio de fuerzas.

Un edificio de concreto armado, se considera a la edificación conformada por un sistema estructural de concreto armado donde los elementos estructurales (losas, vigas, columnas, placas y cimentación) tienen propiedades de resistencia (fuerzas internas: axial, corte, flexión y torsión) y rigidez (desplazamientos), es decir estos elementos estructurales son los encargados de ofrecer equilibrio y estabilidad ante fuerzas externas (gravedad, sismo, viento, etc.).

VENTAJAS DEL CONCRETO ARMADO (Harmsen, 2002)

- Durabilidad en el tiempo, no requiere gran inversión para su mantenimiento.
- Gran resistencia a compresión en comparación con otros materiales.
- Resistente al agua.

- En incendios de intensidad media, el concreto armado sufre daños superficiales si el acero tiene un adecuado recubrimiento, es más resistente al fuego que la madera y el acero estructural.
- Se le puede dar forma conforme al encofrado.
- Da un carácter monolítico a sus elementos, lo que confiere más resistencia ante cargas laterales de viento y sismo.
- Su rigidez y masa evitan problemas de vibraciones.
- En la mayoría de lugares, es el material más económico.
- Debido a la magnitud de su gran peso, las variaciones de cargas móviles son menores.

DESVENTAJAS DEL CONCRETO ARMADO (Harmsen, 2002)

- El concreto tiene baja resistencia a tracción aproximadamente el 10% de su resistencia a compresión, el acero es colocado para compensar esta característica, pero es inevitable que se formen grietas.
- Se requiere de encofrado lo cual implica habilitación, colocación, tiempo de espera para que el concreto alcance su resistencia requerida y desencofrado. Todos estos procesos hacen más costosas las construcciones de concreto armado, pudiendo alcanzar el costo del encofrado entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.
- La relación entre la resistencia del concreto y su peso está muy por debajo que la del acero. Por lo tanto, el acero es más eficiente para cubrir grandes luces, y el concreto necesita incrementar su sección que va relacionado con la carga muerta del edificio.
- Necesita permanente control de calidad, ya que se ve afectada por operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
- Tiene deformaciones variables con el tiempo. Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en elementos varían con el tiempo.

2.2. Modelaje Estructural

El modelaje estructural se realiza mediante un software el cual ofrece un “interfaz gráfico intuitivo y de gran enlace unido a procedimientos de modelar, analíticos, y de diseño, que han sido integrados usando una base de datos en común” (Computers and Structures, Inc., 2005).

El modelaje en los softwares es idealizado con un ensamblaje de puntos área, línea y objeto; estas formas geométricas representan vigas, columnas, losas, placas, cimentación. “El comportamiento torsional de los pisos y la compatibilidad entre pisos se ve reflejada de forma precisa en los resultados”, la interfaz gráfica tridimensional hace posible tabular los efectos asociados con edificaciones muy altas que tienen columnas relativamente espaciadas (Computers and Structures, Inc., 2005).

Los elementos de columna, viga y contrapeso, pueden ser de forma variable y de fijación parcial, a estos elementos también se les puede aplicar cargas uniformes, trapezoidales. Las características geométricas y del material se incluyen en la rigidez del sistema de barra usando offsets finales que se calculan de forma automática (Computers and Structures, Inc., 2005).

“Los pisos y muros pueden moldearse solamente como elementos con membrana firme y dura, los elementos de flexión en placa con rigidez fuera de plano y solamente con elementos completos del tipo shell, mismos que combinan con rigidez o dureza dentro plano y fuera de plano. Los objetos tipo muro y piso pueden tener patrones de carga uniformes dentro y fuera de plano, y deben tener cargas de temperatura. Los objetos columna, viga, contrapeso, piso y muro son compatibles entre ellos” (Computers and Structures, Inc., 2005).

El modelado creado por el programa ETABS ha sido optimizado para la creación de edificios, por lo tanto, el modelado se basa en objetos consistentes en puntos, líneas y áreas, con estos objetos se definen piezas estructurales. Desarrollar un modelo requiere de tres pasos básicos (Computers and Structures, Inc., 2005):

- “Dibujar series de objetos puntos, líneas y área que representen su edificio usando las diversas herramientas de dibujo que se encuentran disponibles en la interfase gráfica.”
- “Asignar propiedades estructurales (secciones y materiales) y cargas a objetos usando las opciones del menú Asignar (Assign menú options). Note que el asignar propiedades estructurales puede ser completado mediante el trazo del objeto usando la caja de propiedades del Objeto (Properties of Object box), misma que aparece cuando se utilizan los comandos de Dibujar (Draw).”

- “Asignar parámetros de división interna (meshing) a objetos área, si estos no son membranas horizontales losa o secciones tablero/tablón que el programa automáticamente divide hacia los elementos necesarios para el análisis del modelo.”

Actualmente se han desarrollado opciones analíticas complejas como comportamiento no lineal dinámico, y herramientas de dibujo de una interfaz gráfica basada en los elementos. Detrás de los procedimientos intuitivos del interfaz gráfico funcionan métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales de diseño integrados en un paquete variable de análisis y diseño donde los efectos en una parte varían de acuerdo los cambios producidos en otra parte de la estructura de forma instantánea y automática (Computers and Structures, Inc., 2005).

2.3. Análisis Estructural

El análisis estructural, es una ciencia que estudia la resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad en las obras (Villareal, 2009).

El objetivo del análisis estructural consiste en determinar las fuerzas internas y las deflexiones en cualquier punto de la estructura, se debe tomar en cuenta las siguientes condiciones: (Camba, Chacón, Pérez, 1982):

1. Equilibrio de fuerzas internas y externas en todos los elementos estructurales

Las estructuras deben encontrarse en sus sentidos principales dependiendo de su geometría:

- $\sum \text{Fuerzas} = 0$
- $\sum \text{Momentos} = 0$

Bajo la acción del sistema de fuerzas externas y las reacciones, la estructura está en equilibrio. Conforme a los elementos estructurales independientes estarán sometidos a fuerzas internas, provocado por las fuerzas externas. Si se realiza diagramas de cuerpos libres separando una parte de la estructura esta también se mantendrá en equilibrio.

2. Compatibilidad de deformaciones de los elementos estructurales

Al someter fuerzas externas a una estructura, esta se deforma conforme a su rigidez. Por lo tanto, los desplazamientos finales deben ser compatibles de acuerdo con las condiciones de deformación de los diferentes tipos de apoyo.

3. Relación fuerza-desplazamiento.

La hipótesis supone que la relación entre fuerzas y desplazamientos es lineal, por lo que se puede aplicar a las estructuras el principio de superposición. El principio de superposición indica que los efectos que produce un sistema de fuerzas aplicado a una estructura, son equivalentes a las sumas de los efectos por cada una de las fuerzas actuando independientemente.

Las estructuras deben cumplir lo siguiente para que se aplique el principio de superposición:

- Proporcionalidad entre esfuerzo y deformaciones (Ley de Hooke)
- No debe existir interacción de efectos debido a fuerza axial y momentos flectores (esbeltez)
- Las deformaciones deben ser relativamente pequeñas, evitando que afecten las fuerzas internas y reacciones.

Si la estructura cumple con las tres condiciones del principio de superposición tiene un comportamiento elástico y lineal.

2.4. Diseño Estructural

La estructura debe considerarse como un aglomerado de partes y componentes que se unen ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño empieza con la formulación de objetivos a alcanzar y las restricciones que deben tomarse en cuenta según normas, el proceso es cíclico donde se parte de consideraciones que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información al problema. (Morales, 2006)

El objeto del diseño es la optimización del sistema, es decir el alcance de las mejores soluciones. La solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, se puede obtener mejores resultados a partir del criterio mejorando variables importantes como el peso y el costo, teniendo en cuenta soluciones razonables. (Morales, 2006)

En la actualidad existen prácticamente dos métodos (Harmsen, 2002):

1. Diseño elástico o por cargas de servicio

Parte de la hipótesis que se puede predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, sometidos a cargas de servicio. Asume comportamiento elástico en los dos materiales, donde el diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son un porcentaje de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han indicado que con el tiempo hay una redistribución de esfuerzos entre el concreto y el acero; por lo tanto, las condiciones no consideradas pueden ocasionar falla en un plazo determinado. Por otro lado, en el diseño estructural es importante orientar a un tipo de falla dúctil o frágil en medida de lo posible y en este método no se considera este punto.

2. Diseño a la rotura o por resistencia última

Se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento y analiza el modo de rotura del mismo. En pruebas de laboratorio, se ha podido comprobar que es posible predecir esta carga de falla con precisión suficiente; en este método se toma en consideración el comportamiento inelástico del concreto y acero de tal manera que se estima mejor la capacidad de carga de los elementos. Algunas de las ventajas son:

- Permite controlar el modo de falla de los elementos, algunos elementos se diseñan con menor margen para inducir su falla primero como el caso de las vigas.
- Obtiene un diseño más eficiente, considerando la resistencia adicional (rango inelástico) después del rango elástico.
- No utiliza el módulo de elasticidad del concreto, lo cual evita introducir imprecisiones conforme a este parámetro.
- Usa coeficientes de seguridad para los distintos tipos de carga.

La desventaja de este método es que se basa en criterios de resistencia, sin embargo, es necesario garantizar condiciones de servicio como las deflexiones excesivas y agrietamientos críticos. Por ello, es conveniente utilizar este método en combinación con otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas bajo cargas de servicio.

2.5. Requisitos de presentación de diseño

Según el art. 12 de la norma GE.020 del R.N.E. del 2006 “El proyecto de estructuras para edificaciones debe contener la siguiente información:”

- Plano de cimentación, con referencia al estudio de suelos.
- Plano de armadura de cada techo, indicando niveles y carga de diseño.
- Plano de columnas y placas.
- Planos de vigas y detalles.
- Memoria de cálculo.
- Especificaciones técnicas de los materiales estructurales.
- Procedimiento de ejecución, de ser necesario.

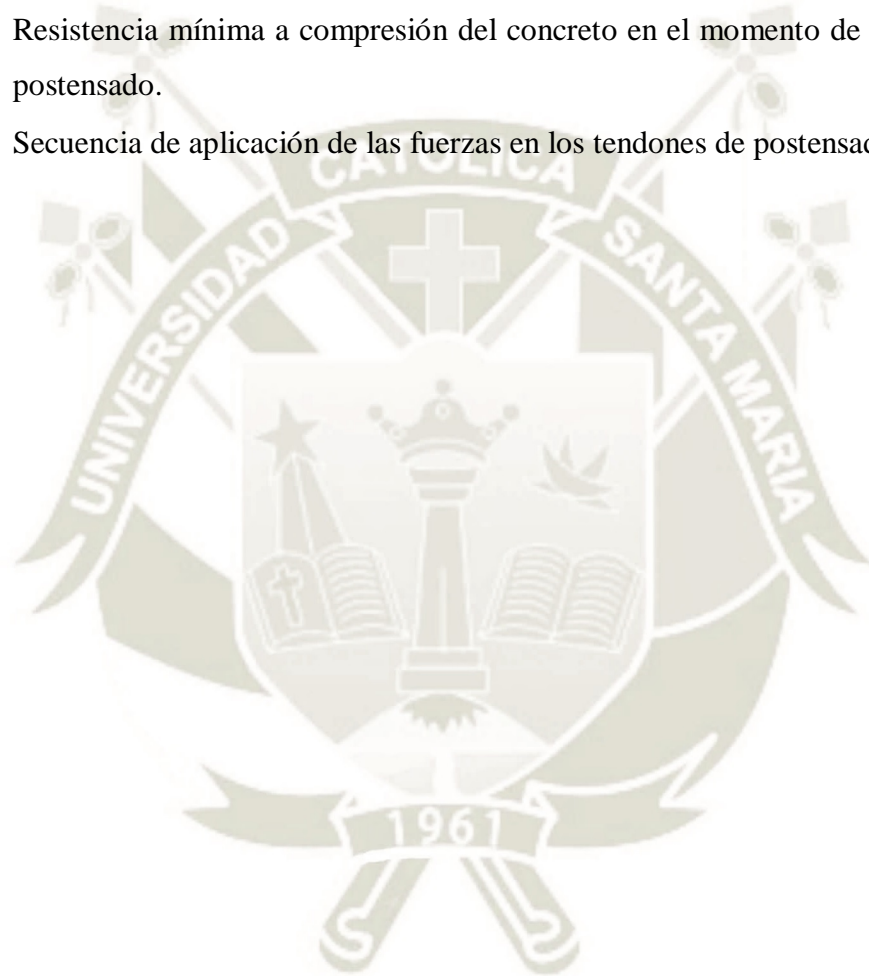
Según la norma E.030 del R.N.E. del 2016 “Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán ser firmados por el ingeniero civil colegiado responsable del diseño, y el será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos. Los planos del proyecto deberán tener:

- Sistema estructural sismorresistente.
- Periodo fundamental de vibración.
- Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.
- Desplazamiento máximo empleado en el último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.
- La ubicación de las estaciones acelerométricas, si éstas se requieren conforme al Capítulo 9 (para estructuras que tengan más de 10, 000 m² de área techada o más de 20 pisos).

Según la norma E.060 del R.N.E. del 2009, los planos deberán tener como mínimo la siguiente información:

- Relación de las Normas empleadas en el diseño.
- Carga viva y otras cargas utilizadas en el diseño. De ser el caso, la carga correspondiente a la tabiquería móvil.
- Resistencia especificada a la compresión del concreto. De ser el caso, se precisarán las resistencias a edades específicas.
- Resistencia especificada o tipo de acero del refuerzo.
- Tamaño, localización y refuerzo de todos los elementos estructurales.
- Detalles de anclajes y empalmes del refuerzo.

- Ubicación y detallado de todas las juntas de separación con edificaciones vecinas. De ser el caso, se indicarán los detalles y las ubicaciones de las juntas de contracción o expansión.
- Características de la albañilería, mortero y los detalles de refuerzo de acuerdo a la NTE E.070 Albañilería. De ser el caso, detalles de unión o separación de los muros o tabiques de albañilería.
- Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado.
- Resistencia mínima a compresión del concreto en el momento de aplicación del postensado.
- Secuencia de aplicación de las fuerzas en los tendones de postensado.



CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

3.1. Área y Perímetro

- Área del terreno : 209.30 m²
- Área construida : 1, 357.12 m²
- Perímetro : 64.20 m

	1ER PISO	2DO AL 5TO PISO	6TO AL 8VO PISO	AZOTEA
AREA (M2)	169.64	169.64	169.64	169.64
ALTURA DE ENTREPISO (M)	2.4	2.4	2.4	2.4
DISTRIBUCIÓN	06 estacionamientos + 01 departamento	02 departamentos por piso	02 triplex	Área común
CIRCULACIÓN VERTICAL	Escalera Principal + ascensor	Escalera Principal + ascensor	Escalera Principal + ascensor	Escalera Principal + ascensor

Tabla 2 Distribución Arquitectónica (Elaboración propia)

3.2. Ubicación

3.2.1 Estudio de Entorno

- **País:** Perú
- **Departamento:** Arequipa
- **Provincia:** Arequipa
- **Distrito:** Sachaca
- **Ubicación:** Urb. EL ensueño II Manzana F Lote 01

El terreno tiene los siguientes linderos:

- Por el Frente: Calle 1 con 9.10 ml.
- Por el Costado Derecho: Calle 4 con 23.00 ml.
- Por el Costado Izquierdo: Lote 2 con 23.00 ml.
- Por el Fondo: Recreación Pública 2 con 9.10 ml.



Ilustración 3 Imagen Satelital (Google Earth-2018)

3.2.2 Junta sísmica

Según los linderos del proyecto el único terreno con el que se colinda es por el costado izquierdo. La distancia de la junta sísmica por el costado izquierdo será la máxima entre (Norma E.030, 2016):

- Los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes o los $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo de la estructura.
- $S = 0.006 h \geq 0.03 \text{ m}$, si la edificación vecina cuenta con junta sísmica reglamentaria deberá tener una separación de junta sísmica de $S/2$.

En caso, que la edificación vecina este construida y no cuente con junta sísmica reglamentaria la junta sísmica deberá ser S .

Para el edificio de estudio se determina la junta sísmica considerando una altura 21.85 m., ya que el lote vecino es un terreno vacío se considera la siguiente formula:

- $S = 0.006 h \geq 0.03 \text{ m}$
- $S = 0.006 \times 2,185 \text{ cm} \geq 0.03 \text{ m}$

- $S = 13.11 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm}$
- $S = 14 \text{ cm}$

Entonces conforme a la norma E.030 del R.N.E. se debe dejar una distancia para junta sísmica de 14 cm por el costado izquierdo del terreno del edificio de estudio.

3.3. Arquitectura del Edificio

El presente Proyecto consta de 08 niveles. El edificio multifamiliar, se conforma de acuerdo a la siguiente distribución:

- Primer Piso: 06 estacionamientos + cuarto de máquinas + 01 departamento
- Segundo Piso al Quinto Piso: 02 departamentos por piso
- Sexto al Octavo Piso: 02 triplex.

El diseño arquitectónico propuesto, está enmarcado dentro de las Normas y Reglamentos vigentes para Infraestructura Multifamiliar.

- Norma A.010 Condiciones Generales de Diseño del R.N.E.
- Norma A.020 Vivienda Diseño del R.N.E.
- Norma A.120 Accesibilidad para Personas con Discapacidad del R.N.E.
- Norma A.130 Requisitos de Seguridad Diseño del R.N.E.

El análisis y diseño estructural propuesto, está enmarcado dentro de las Normas y Reglamentos vigentes para Infraestructura de Multifamiliar.

- Norma E.020 Cargas del R.N.E.
- Norma E.030 Diseño Sismo Resistente del R.N.E.
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del R.N.E.
- Norma E.060 Concreto Armado del R.N.E.

Los planos arquitectónicos del presente proyecto se encuentran en el **ANEXO I**.

CAPÍTULO 4. PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN

4.1. Metrado de carga muerta

El espesor de la losa para empezar depende del Predimensionamiento.

- Losa Unidireccional Aligerada de 17cm = 280 kgf/m² (Norma E.020, 2006)
- Losa Unidireccional Aligerada de 20cm = 300 kgf/m² (Norma E.020, 2006)
- Losa Unidireccional Aligerada de 25cm = 350 kgf/m² (Norma E.020, 2006)
- Losa Maciza de 15cm = 360 kgf/m²
- Losa Maciza de 20cm = 480 kgf/m²
- Escalera (Descanso) = 460 kgf/m²

$$- W \text{ escalera descanso} = \Delta \text{ concreto} \times \text{espesor} + W \text{ piso terminado}$$

$$W \text{ escalera descanso} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.15\text{m} + 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ escalera} = 460 \text{ kgf/m}^2$$

- Escalera (Peldaños) = 760 kgf/m², tiene pasos de 25 cm y contrapasos de 18 cm.

$$- hm = \left(\frac{t}{\cos \theta} \right) + \frac{CP}{2}$$

$$hm = \frac{0.15\text{m}}{\frac{0.25\text{m}}{\sqrt{(0.25\text{m})^2 + (0.18\text{m})^2}}} + \frac{0.18\text{m}}{2}$$

$$hm = 0.275 \text{ m}$$

$$- W \text{ escalera peldaños} = \Delta \text{ concreto} \times \text{espesor} + W \text{ piso terminado}$$

$$W \text{ escalera peldaños} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.275\text{m} + 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ escalera peldaños} = 760 \text{ kgf/m}^2$$

- Piso Terminado = 100 kgf/m²
- Tabiquería = 150 kgf/m²

4.2. Metrado de carga viva

- Sobrecarga en losas = 200kgf/m² (Norma E.020, 2006)
- Sobrecarga en techo = 100kgf/m² (Norma E.020, 2006)
- Sobrecarga escaleras = 400kgf/m² (Norma E.020, 2006)

4.3. Predimensionamiento

La etapa de predimensionamiento es el punto de partida de los elementos estructurales para las 03 soluciones planteadas. Sin embargo, estas dimensiones van cambiando a medida que se realiza las iteraciones para cumplir con las verificaciones de desplazamientos de la norma E.030.

4.3.1 Predimensionamiento de losa aligerada unidireccional

Se determina el predimensionamiento de losas unidireccionales, considerando que para luces entre 3.50 y 5.00 metros el peralte de losas aligeradas será de 20cm. Las 03 soluciones tienen las siguientes luces

- Primera solución : luz mayor de 5.13 m.
- Segunda solución : luz mayor de 3.53 m.
- Tercera solución : luz mayor de 4.95 m.

Por lo tanto, el predimensionamiento es h=20cm.

4.3.2 Predimensionamiento de losa maciza

Con la tabla 9.3 de la norma E.060 del R.N.E. se determina el predimensionamiento de losas macizas.

- $h = L / 33$
- $h = 5.13 / 33$
- $h = 15 \text{ cm}$

Se ubica en los casos “sin ábacos” y “con vigas de borde”, por lo tanto el predimensionamiento es de 15cm.

4.3.3 Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento y para no controlar deflexiones posteriormente de las vigas. Se toma en cuenta la tabla 9.1 de la norma E060 del R.N.E.

- $h = L / 21$
- $h = 5.43 / 21$
- $h = 26 \text{ cm}$

Se ubica en el caso “ambos extremos continuos”, el predimensionamiento para las vigas es $h=30\text{cm}$

- $h = L / 18.5$
- $h = 8.00 / 18.5$
- $h = 43 \text{ cm}$

Se ubica en el caso “con un extremo continuo”, el predimensionamiento para las vigas es $h=45\text{cm}$

4.3.4 Predimensionamiento de columnas

Para determinar las dimensiones se utiliza el peso de las cargas por servicio de la estructura:

- P Losa de 20cm= 300 kg/m²
- P acabado=100kg/m²
- P Tabiquería=150kg/m²
- P S/C=200 kg/m²
- P total=750 kg/m²
- Área tributaria para columnas centradas: 4.00 m x 4.66 m= 18.64 m²
- Área tributaria para columnas excéntricas: 2.53 m x 4.66 m= 11.79m²
- Área tributaria para columnas esquinadas: 2.53 m x 3.03 m= 7.67 m²

PREDIMENSIONAMIENTO POR AXIAL							
A. DATOS GENERALES							
Tipo 1: Columnas Centradas	Se amplifica a "P" por sismos :	110%	n:	25%			
Tipo 2 y 3: Columnas Excéntricas	Se amplifica a "P" por sismos :	125%	n:	25%			
Tipo 4: Columnas Esquinadas	Se amplifica a "P" por sismos :	150%	n:	30%			
P (Pd+Pl)	=	750.00 kg/m ²	Cargas de servicio de CM y CV---> Se puede asumir rapidamente 1ton/m²				
N	=	8.00	Numero de niveles				
At	=	18.64 m ²	Area tributaria				
f _c	=	280.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión				
T _c	=	Tipo 1: Columnas Centradas	Tipo de Columna				
A	=	1757.49 cm ²					
L	=	70.30 cm	Lado de 25 cm	C 25 X 70 CM			
PREDIMENSIONAMIENTO POR COLUMNA CORTA							
H	=	2.40 m	Altura Libre	H	=	2.40 m	Altura Libre
d	=	0.70 m	Altura Libre	d	=	0.25 m	Altura Libre
falla fragil o ductil				falla ductil			

Ilustración 4 Predimensionamiento de columna centrada (Elaboración propia)

PREDIMENSIONAMIENTO POR AXIAL							
A. DATOS GENERALES							
Tipo 1: Columnas Centradas	Se amplifica a "P" por sismos :	110%	n:	25%			
Tipo 2 y 3: Columnas Excéntricas	Se amplifica a "P" por sismos :	125%	n:	25%			
Tipo 4: Columnas Esquinadas	Se amplifica a "P" por sismos :	150%	n:	30%			
P (Pd+Pl)	=	750.00 kg/m ²	Cargas de servicio de CM y CV---> Se puede asumir rapidamente 1ton/m²				
N	=	8.00	Numero de niveles				
At	=	11.79 m ²	Area tributaria				
f _c	=	280.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión				
T _c	=	Tipo 2 y 3: Columnas Excéntricas	Tipo de Columna				
A	=	1263.21 cm ²					
L	=	50.53 cm	Lado de 25 cm	C 25 X 50 CM			
PREDIMENSIONAMIENTO POR COLUMNA CORTA							
H	=	2.40 m	Altura Libre	H	=	2.40 m	Altura Libre
d	=	0.50 m	Altura Libre	d	=	0.25 m	Altura Libre
falla ductil				falla ductil			

Ilustración 5 Predimensionamiento de columna excéntrica (Elaboración propia)

PREDIMENSIONAMIENTO POR AXIAL							
A. DATOS GENERALES							
Tipo 1: Columnas Centradas	Se amplifica a "P" por sismos :	110%	n:	25%			
Tipo 2 y 3: Columnas Excéntricas	Se amplifica a "P" por sismos :	125%	n:	25%			
Tipo 4: Columnas Esquinadas	Se amplifica a "P" por sismos :	150%	n:	30%			
P (Pd+PL)	=	750.00 kg/m2	Cargas de servicio de CM y CV--> Se puede asumir rapidamente 1ton/m2				
N	=	8.00	Numero de niveles				
At	=	7.67 m2	Area tributaria				
f _c	=	280.00 kg/cm2	Resistencia a la compresión				
Tc	=	Tipo 4: Columnas Esquinadas	Tipo de Columna				
A	=	821.79 cm2					
L	=	32.87 cm	Lado de 25 cm	C 25 X 35CM			
PREDIMENSIONAMIENTO POR COLUMNA CORTA							
H	=	2.40 m	Altura Libre	H	=	2.40 m	Altura Libre
d	=	0.35 m	Altura Libre	d	=	0.25 m	Altura Libre
falla ductil				falla ductil			

Ilustración 6 Predimensionamiento de columna esquinada (Elaboración propia)

4.3.5 Predimensionamiento de muros de concreto armado

Debido que en la norma peruana E.060 del R.N.E. no hay formas de predimensionamiento solo hay límites en las dimensiones. Tomaremos en cuenta la tabla R18.10.1 y la tabla 11.3.1.1 del ACI 318S-14 para predimensionar:

Predimensionamiento de Placas	
hw=	2.40 m
lw=	1.20 m
bw	.20 m
PLACA	

Tabla 3 Predimensionamiento de placas (Elaboración propia)

Por lo tanto, el pre-dimensionamiento es bw=20cm (espesor) y las placas deberán tener una longitud mayor de 1.20m para ser consideradas como muros estructurales.

4.4. Criterios para estructuración

En las estructuras más complejas, resulta complicado predecir su comportamiento sísmico. Por lo tanto, se recomienda que la estructuración sea lo más simple y limpia, acercándose lo más posible a la realidad. Además, debe evitarse que elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas, ya que se generan fuerzas adicionales a las fuerzas de diseño en elementos estructurales. Los principales criterios para lograr una estructura sismorresistente son (Blanco, 1997):

1. Simplicidad y simetría

La experiencia ha mostrado que las estructuras simples se comportan mejor en sismos. Hay dos razones. Primero, se hace más fácil predecir el comportamiento sísmico; y segundo, la habilidad para idealizar elementos estructurales simples es mayor.

La simetría de una estructura en ambas direcciones es a lo que se aspira, ya que la asimetría produce efectos torsionales al alejarse los centros de gravedad e inercia creando mayor brazo entre los centros y generando mayor giro en el diafragma rígido en el momento de sismo.

2. Resistencia y ductilidad

La resistencia sísmica debe existir en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales en la estructura para que en ambas direcciones las cargas se transfieran desde el punto de aplicación hasta el punto final de resistencia con la suficiente resistencia y rigidez.

Una característica de la sollicitación sísmica es su eventualidad, ya que estos fenómenos producen esfuerzos en la estructura en distintos intervalos de tiempo y por corto tiempo. Por esto, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la situación real, diseñando la estructura con una resistencia inferior a la máxima necesaria, complementando el saldo con una correcta ductilidad, fomentando a que ingrese a la etapa plástica, sin fallar.

Un antecedente para tener presente en la estructuración es que la ductilidad depende de la carga aplicada en el elemento, esta relación tiene un efecto diferente conforme al tipo de material. Por ejemplo, en el concreto armado un aumento de carga implica aumento de resistencia y disminución de ductilidad.

La ductilidad no solo depende de la propia de cada elemento, sino que también de las conexiones de estos elementos en la estructura. Para el diseño se debe incitar a la falla dúctil.

3. Hiperestaticidad y monolitismo

Se debe tender a tener una estructura con disposición hiperestática, ya que permite mayor capacidad resistente al momento de formarse las rotulas plásticas se disipa la energía sísmica y aumentando la capacidad resistente otorga mayor grado de seguridad. Es decir, para que falle la estructura primero deben fallar varios elementos estructurales.

En el caso de un sistema no hiperestático implica que la estabilidad depende de la falla de pocos elementos estructurales.

4. Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura deber ser continua tanto en planta como en elevación, y se debe evitar los cambios bruscos de rigidez. Por ejemplo, si se tiene una placa y se requiere eliminarla en pisos superiores la transición debe darse paulatinamente, no de manera brusca.

5. Rigidez lateral

Las deformaciones laterales a causa del sismo provocan en la reacción de las personas mayor pánico lo cual aumenta el número de accidentes. Por lo tanto, se debe proveer a la estructura elementos estructurales que contribuyan con la rigidez lateral para que disminuyan los desplazamientos laterales en el momento del sismo.

Las estructuras flexibles tienden a ser más fáciles de analizar, sin embargo, en el proceso constructivo puede existir congestión de refuerzo en los nudos y los elementos no estructurales puedan invalidar el análisis afectando la distribución de esfuerzos y a su vez que los desplazamientos laterales sean excesivos.

Actualmente se hace necesario la estructuración con muros de concreto armado (placas), ya que se controla los desplazamientos relativos de entrepiso, combinando elementos verticales flexibles (columnas) y rígidos (placas).

6. Existencia de losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (diafragma rígido)

En el análisis se tiene como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como unidad donde las fuerzas horizontales se distribuyen en placas y columnas dependiendo de su rigidez manteniendo una misma deformación lateral para un determinado nivel.

Esta hipótesis debe ser verificada previendo no tener losas con aberturas grandes, y teniendo especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente.

Las estructuras alargadas pueden tener problemas de los desplazamientos laterales de las esquinas por la torsión del piso en el momento del sismo, una solución es independizar en dos o más secciones mediante juntas sísmicas.

7. Elementos no estructurales

Los elementos secundarios ayudan en el amortiguamiento dinámico, ya que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos, disipando de esta manera la energía sísmica, sin embargo, el hecho de tomar esfuerzos no previsto en el cálculo, distorsionan la distribución de esfuerzos. Por esto, deben ser considerados en el análisis de estructuras flexibles.

En algunos casos la tabiquería puede provocar efectos perjudiciales para la estructura, así como cuando se coloca la tabiquería en forma asimétrica en planta o cuando produce columna corta (ventanas altas). En estos casos debe corregirse mediante independización de tabiques o mediante la inclusión de otros elementos de concreto armado que anulen tales efectos.

Si la estructura es rígida compuesta por placas y columnas es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en consideración con los elementos de concreto armado. Por lo tanto, en estos casos despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante.

8. Sub-estructura o cimentación

La regla básica para la resistencia de la sub-estructura es la acción integral de misma durante el sismo, además de las cargas verticales que actúan durante el sismo se debe considerar lo siguiente para el diseño:

- Transmisión del corte basal de la estructura al suelo.
- Provisión de momentos volcantes.

- Posibilidad de movimientos diferenciales en la cimentación.
- Licuefacción del suelo.

Debe considerarse la posibilidad de giro en la cimentación, normalmente los ingenieros están acostumbrados a considerar un empotramiento en la base de los elementos verticales, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos. Cuando se tiene suelos blandos la posibilidad de giro en la cimentación aumenta lo cual afecta al periodo de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas y pórticos, y las distribuciones de esfuerzos en los elementos de la estructura.

9. El diseño en concreto armado

Las consideraciones más importantes son:

- En el diseño por flexión se incita a la falla dúctil.
- En un elemento sometido a flexión y cortante, dar más resistencia a la falla por cortante para poder evitarse, ya que la falla por cortante es frágil.
- En un elemento con compresiones altas (máximos momentos), en la etapa ultima donde tiende a estallar, confinar el elemento mediante acero transversal hace que este trabaje bajo tracción ejerciendo por reacción una presión de confinamiento, lo cual evita el desprendimiento del núcleo aumentando capacidad de deformación plástica si el refuerzo longitudinal y transversal son los adecuados.
- Diseñar elementos continuos con cuantías de acero en tracción y en comprensión que permitan la redistribución de momentos y buena ductilidad.
- Diseñar columnas con mayor capacidad de resistir momentos que en vigas, para que las rotulas plásticas se formen en los extremos de las vigas.
- En los elementos sometidos a flexocompresión y cortante dar más capacidad por cortante.

4.5. Parámetros de la norma E.030

Para realizar el chequeo de los desplazamientos relativos de entrepiso (drifts), se toma en consideración las siguientes consideraciones según la norma E.030:

1. **Zonificación-**. El proyecto está ubicado en la zona 3, ubicándose en la ciudad de Arequipa.
2. **Factor del Suelo-**. Según el EMS el suelo para cimentación es considerado un suelo intermedio S2.

3. **Uso de la Edificación-**. El uso del proyecto es vivienda, por lo tanto, está en ubicado en la categoría C.
4. **Factor de Amplificación Sísmica-**. Depende del periodo del suelo y de la estructura. Este factor se conoce como la aceleración estructural con respecto a la aceleración del suelo.
5. **Factores de irregularidad-**. Se realiza la verificación de acuerdo a los conceptos más probables de irregularidad conforme a las tablas N°8 y N°9 de la norma E030 del R.N.E.:

Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Verificación de Irregularidad de Piso Blando		Verificación de Irregularidad de Extrema Rigidez	
					m	m	m				
								Si: Drift > 1.4xDrift de piso inmediato superior; entonces PISO BLANDO	Si: Drift > 1.25x promedio de Drifts 03 pisos superiores; entonces PISO BLANDO	Si: Drift > 1.6xDrift de piso inmediato superior; entonces EXTREMA RIGIDEZ	Si: Drift > 1.40x promedio de Drifts 03 pisos superiores; entonces EXTREMA RIGIDEZ
Story8	SDx Max	X	0.004452	32	819	0	2275				
Story8	SDy Max	Y	0.003845	42	889	1872	2275				
Story7	SDx Max	X	0.004746	32	819	0	2015	BIEN		BIEN	
Story7	SDy Max	Y	0.004386	14	889	1116	2015	BIEN		BIEN	
Story6	SDx Max	X	0.005007	32	819	0	1755	BIEN		BIEN	
Story6	SDy Max	Y	0.00498	16	889	931	1755	BIEN		BIEN	
Story5	SDx Max	X	0.005164	32	819	0	1495	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story5	SDy Max	Y	0.005523	42	889	1872	1495	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story4	SDx Max	X	0.005107	32	819	0	1235	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story4	SDy Max	Y	0.005857	42	889	1872	1235	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story3	SDx Max	X	0.004741	32	819	0	975	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story3	SDy Max	Y	0.005834	42	889	1872	975	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story2	SDx Max	X	0.003992	32	819	0	715	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story2	SDy Max	Y	0.005316	42	889	1872	715	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story1	SDx Max	X	0.001863	32	819	0	455	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN
Story1	SDy Max	Y	0.002694	42	889	1872	455	BIEN	BIEN	BIEN	BIEN

Ilustración 7 Verificación de irregularidades de piso blando y rigidez extrema (Elaboración propia)

Como se observa se cumplen con las irregularidades que se podrían dar en las tablas N°8 y N°9 de la norma E030 del R.N.E., y se observa que no hay ninguna irregularidad. Por lo tanto, no aplican los factores al coeficiente de reducción “R”.

6. **Factor de Reducción-**. Se considera un sistema estructural de “muros estructurales”, que posteriormente se procederá a comprobar con el porcentaje de absorción de la cortante basal en los elementos estructurales.
7. **Factor de Corrección de Distribución de la Fuerza-**. Se halla el factor de corrección con las fórmulas del punto 4.5.3 de la norma E.030 del R.NE. en los puntos “a” y “b”.
8. **Estimación del peso-**. Se realiza el análisis estructural con la carga muerta al 100% y el 25% de la carga viva según el punto 4.3 de la norma E030 del R.N.E.

Según la norma E030 se tiene la siguiente tabla de resultados para el análisis estático, tanto para el eje “x” como para el eje “y”:

Dirección X-X e Y-Y					
Z	0.35	Zonificación			
U	1	Uso de la Edificación			
hn (metros)	22.75	Altura total de la Edificación			
Ct	60				
T (segundos)	0.38	Periodo fundamental de la estructura			
S	1.15	Suelo			
Tp (segundos)	0.6	Periodo del suelo			
Tl (segundos)	2	Periodo para el factor C desplazamiento constante			
C	2.50	Factor de amplificación sísmica			
R	6	Factor de reducción			
ZUSC/R	0.168				
K	1.000	Factor de corrección de distribución de fuerza			

Tabla 4 Resultados para análisis estático (Elaboración propia)

Para el análisis dinámico se muestra el espectro de respuesta multiplicado por la gravedad, tanto para el eje “x” como para el eje “y”:

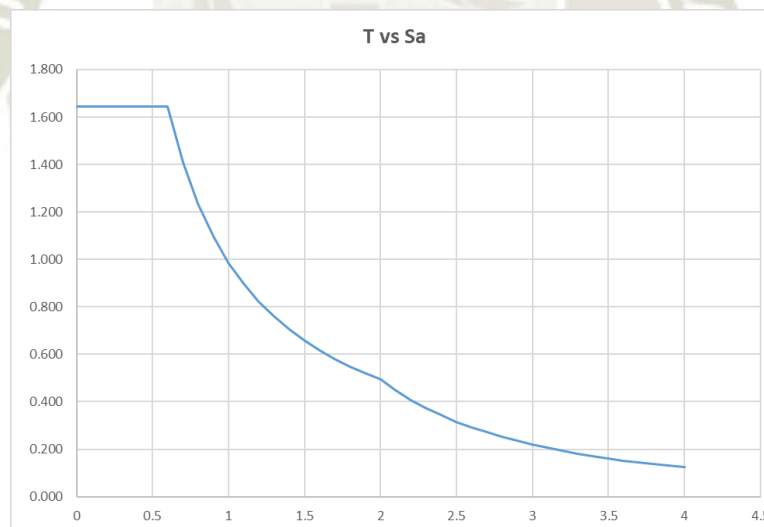


Ilustración 8 Espectro de respuesta (Elaboración propia)

A continuación, se multiplica los “casos de carga” sísmicos dinámicos del programa ETABS 2016 por “0.75 R” según se indica en el punto 5.1 de la norma E.030 del R.N.E. para poder ver los desplazamientos máximos y realizar el chequeo de los drifts, tanto en el eje “x” como en el eje “y”.

- $R \cdot 0.75 \cdot 100\% = 6 \cdot 0.75 \cdot 1 = 4.5$
- $R \cdot 0.75 \cdot 30\% = 6 \cdot 0.75 \cdot 0.3 = 1.35$

4.5.1. Primera propuesta

Se idealiza la primera propuesta partiendo de las dimensiones del predimensionamiento, sin embargo estas se modifican para cumplir con las condiciones de desplazamiento de la norma E.030:

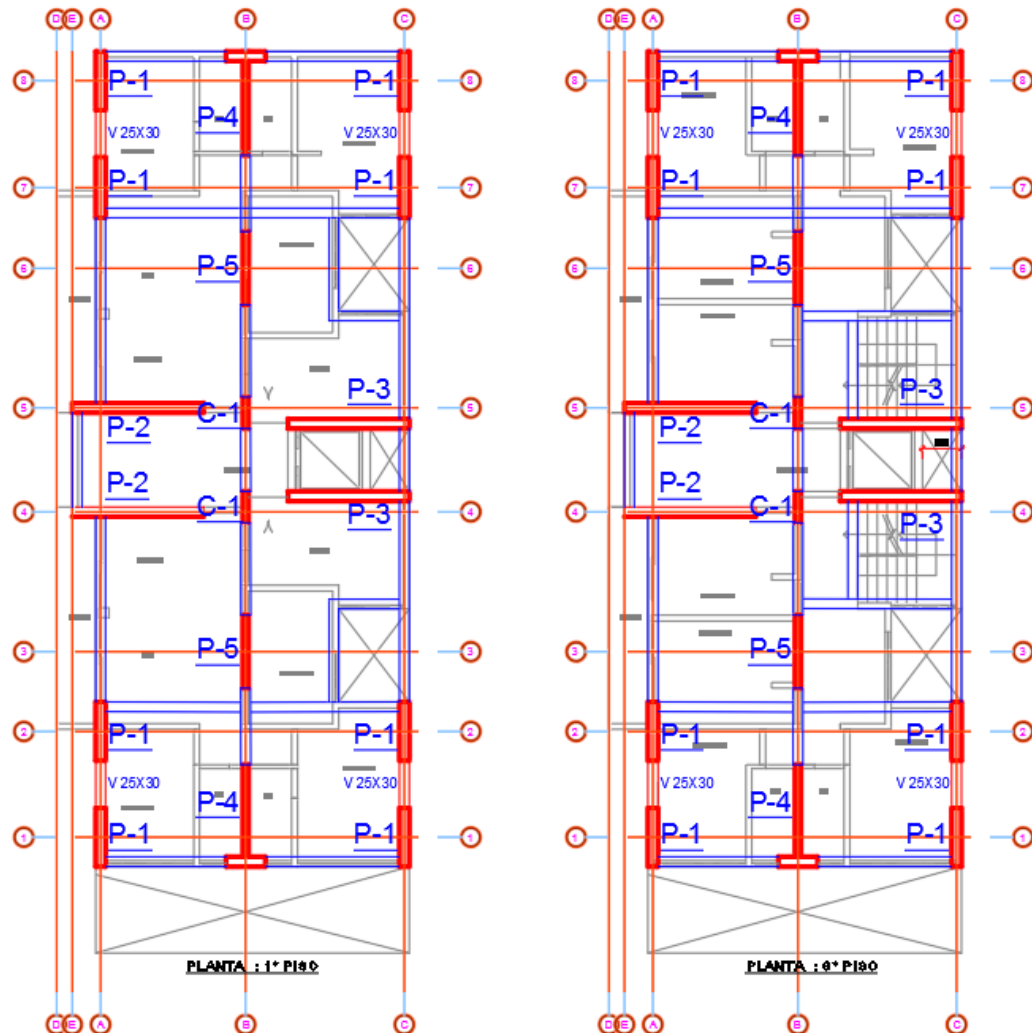


Ilustración 9 Primera propuesta de multifamiliar (Elaboración propia)

En la primera propuesta se consideran las siguientes dimensiones:

- Las placas P1 tienen 1.50 m de longitud en con 25 cm de espesor.
- Las placas de la caja de escaleras P2 tienen 3.35 m de longitud con 25 cm de espesor.
- Las placas de la caja de ascensor P3 tienen 3.10 m de longitud con 25 cm de espesor.
- Las placas verticales P4 tienen 2.40 m de longitud con 15 cm de espesor.
- Las placas horizontales P4 tienen 1 m de longitud con 25 cm de espesor.

- Las placas P5 tienen 1.86 m de longitud con 15 cm de espesor.
- Las columnas C-1 son de 15 x 80 cm.
- Vigas son de 25 x 30 en todos los sentidos.
- Losa maciza bidireccional de 15 cm de espesor.

Se muestra la tabla de peso de la estructura:

Load Case/Combo	FX tonf	FYtonf	FZ tonf
Dead	-	-	1,292.46
Live	-	-	218.38
SDx Max	141.86	51.20	-
SDy Max	42.83	169.77	-

Tabla 5 Peso de la primera propuesta (Elaboración propia)

Se observan en el programa ETABS 2016 las máximas derivas de la primera propuesta y se verifica que no sobrepasen el máximo valor permitido de 0.007 según la norma E.030.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X (m)	Y (m)	Z (m)
Story8	SDx Max	X	0.006623	25	4.33	0	22.8
Story7	SDx Max	X	0.006791	25	4.33	0	20.2
Story6	SDx Max	X	0.006869	25	4.33	0	17.6
Story5	SDx Max	X	0.006794	25	4.33	0	15.0
Story4	SDx Max	X	0.006457	25	4.33	0	12.35

Tabla 6 Máximas derivas de la primera propuesta (Elaboración propia)

Se muestra la tabla de máximos desplazamientos:

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum (cm)
Story8	SDx Max	X	12.39
Story7	SDx Max	X	10.68
Story6	SDx Max	X	8.92
Story5	SDx Max	X	7.14
Story4	SDx Max	X	5.37
Story3	SDx Max	X	3.70
Story2	SDx Max	X	2.20
Story1	SDx Max	X	0.97

Story8	SDy Max	Y	8.91
Story7	SDy Max	Y	7.94
Story6	SDy Max	Y	6.87
Story5	SDy Max	Y	5.70
Story4	SDy Max	Y	4.46
Story3	SDy Max	Y	3.19
Story2	SDy Max	Y	1.97
Story1	SDy Max	Y	0.90

Tabla 7 Máximas desplazamientos de la primera propuesta (Elaboración propia)

4.5.2. Segunda propuesta

Se idealiza la segunda propuesta partiendo de las dimensiones del predimensionamiento, sin embargo estas se modifican para cumplir con las condiciones de desplazamiento de la norma E.030:

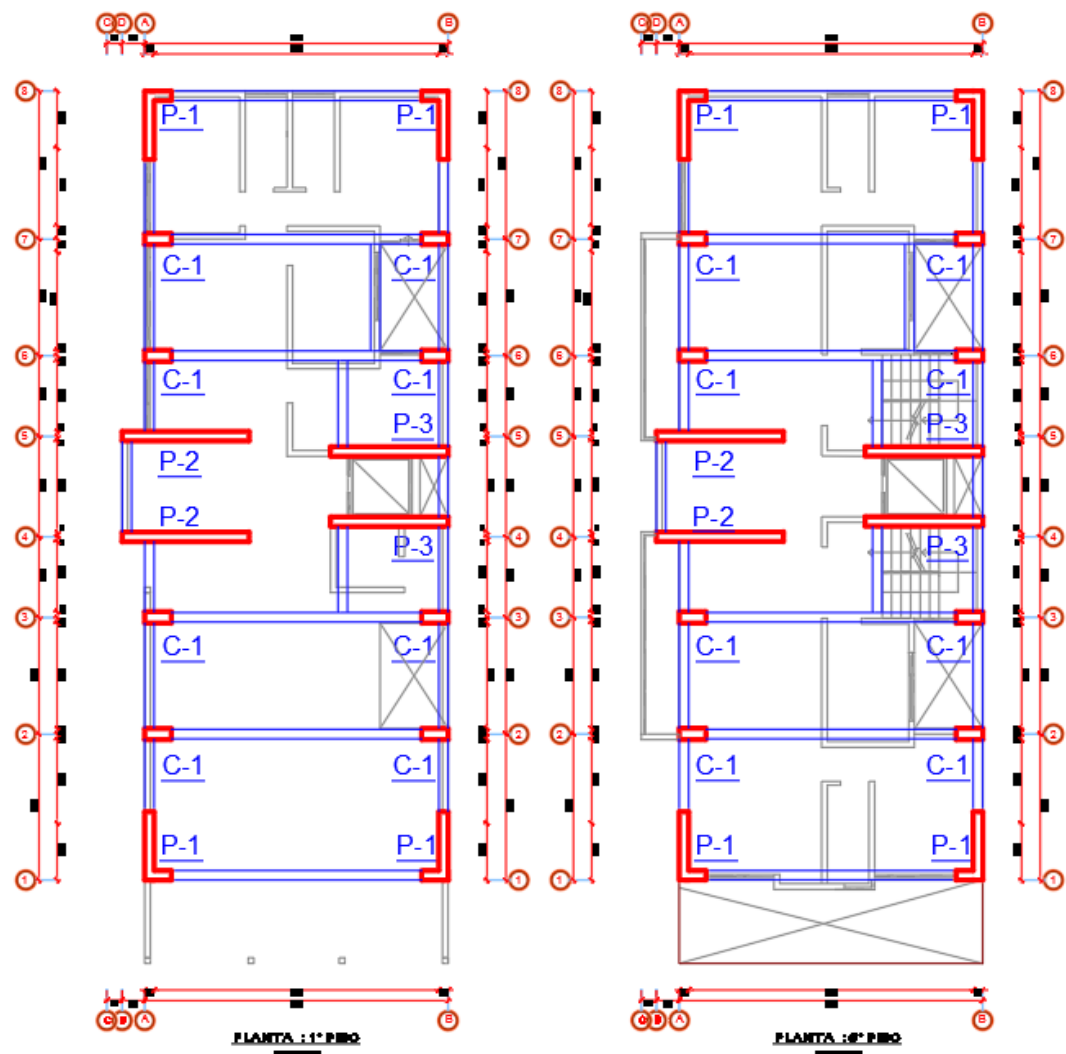


Ilustración 10 Segunda Estructuración de multifamiliar (Elaboración propia)

En la segunda solución se consideran las siguientes dimensiones:

- Las placas P1 tienen 1.80 m de longitud en el sentido vertical y 70 cm en el sentido horizontal con 25 cm de espesor.
- Las placas de la caja de escaleras P2 tienen 3.35 m de longitud con 25 cm de espesor.
- Las placas de la caja de ascensor P3 tienen 3.10 m de longitud con 25 cm de espesor.
- Las columnas C-1 son de 30 x 70 cm.
- Vigas verticales son de 25 x 40.
- Vigas horizontales son de 30 x 45.
- Losa aligerada unidireccional de 20 cm de espesor en sentido en “y”.

Se muestra la tabla de peso de la estructura:

Load Case/Combo	FX tonf	FYtonf	FZ tonf
Dead	-	-	1,240.92
Live	-	-	214.50
SDx Max	160.71	46.77	-
SDy Max	48.51	154.88	-

Tabla 8 Peso de la segunda propuesta (Elaboración propia)

Se observan en el programa ETABS 2016 las máximas derivas de la primera propuesta y se verifica que no sobrepasen el máximo valor permitido de 0.007 según la norma E.030.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X (m)	Y (m)	Z (m)
Story4	Story5	Y	0.005523	42	8.89	18.72	15.0
Story3	Story4	Y	0.005857	42	8.89	18.72	12.4
Story2	Story3	Y	0.005834	42	8.89	18.72	9.8

Tabla 9 Máximas derivas de la segunda propuesta (Elaboración propia)

Se muestra la tabla de máximos desplazamientos:

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum (cm)
Story8	SDx Max	X	9.46
Story7	SDx Max	X	8.30
Story6	SDx Max	X	7.08
Story5	SDx Max	X	5.78
Story4	SDx Max	X	4.44
Story3	SDx Max	X	3.12
Story2	SDx Max	X	1.89
Story1	SDx Max	X	0.85

Story8	SDy Max	Y	10.46
Story7	SDy Max	Y	9.47
Story6	SDy Max	Y	8.35
Story5	SDy Max	Y	7.07
Story4	SDy Max	Y	5.64
Story3	SDy Max	Y	4.12
Story2	SDy Max	Y	2.61
Story1	SDy Max	Y	1.23

Tabla 10 Máximas desplazamientos de la segunda propuesta (Elaboración propia)

4.5.3. Tercera propuesta

Se idealiza la tercera propuesta partiendo de las dimensiones del predimensionamiento, sin embargo estas se modifican para cumplir con las condiciones de desplazamiento de la norma E.030:

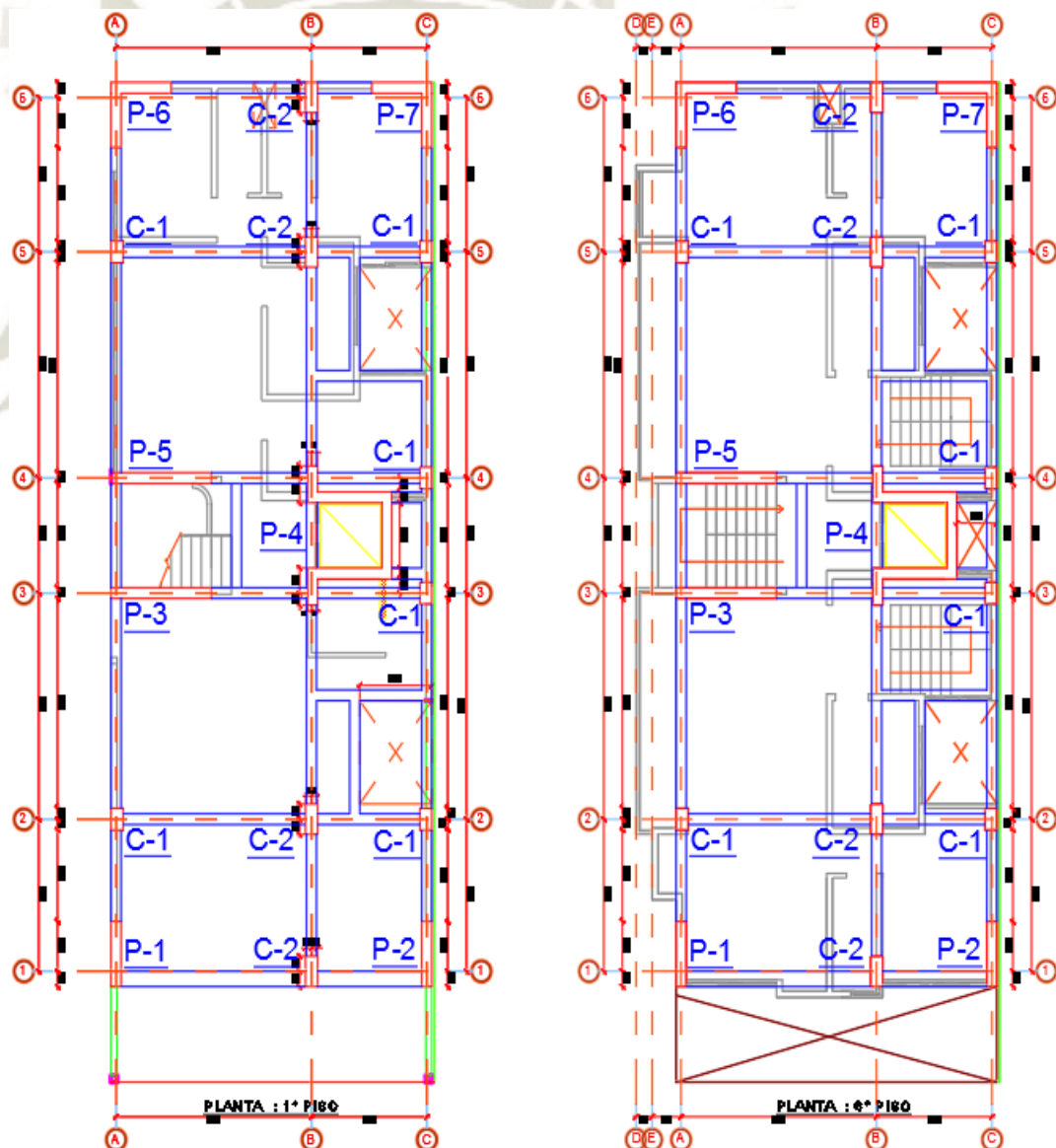


Ilustración 11 Tercera Estructuración de multifamiliar (Elaboración propia)

En la tercera propuesta se consideran las siguientes dimensiones:

- Las placas esquineras P1, P2, P6 y P7 tienen 1.50 m de longitud en sus sentidos principales con 30 cm de espesor.
- Las placas de la caja de escaleras P3 y P5 tienen 2.50 m de longitud con 30 cm de espesor.
- Las placas horizontales de la caja de ascensor P4 tienen 2.10 m de longitud con 30 cm de espesor.
- La placa vertical de la caja de ascensor P4 tiene 2.00 m de longitud con 30 cm de espesor.
- Las columnas de borde C-1 son de 30 x 50 cm.
- Las columnas centrales C-2 son de 30 x 70 cm.
- Vigas horizontales de 25 x 50 cm.
- Vigas Verticales de 25 x 30 cm.
- Viga horizontal a lo largo de eje 1-1 de 35 x 70 cm.

Se muestra la tabla de peso de la estructura:

Load Case/Combo	FX tonf	FYtonf	FZ tonf
Dead	-	-	1,292.51
Live	-	-	235.35
SDx Max	137.01	88.30	-
SDy Max	86.06	144.50	-

Tabla 11 Peso de la tercera propuesta (Elaboración propia)

Se observan en el programa ETABS 2016 las máximas derivas de la primera propuesta y se verifica que no sobrepasen el máximo valor permitido de 0.007 según la norma E.030.

I	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X (m)	Y (m)	Z (m)
Story6	SDy Max	Y	0.006635	40	48	200	1560.0
Story5	SDy Max	Y	0.006915	40	48	200	1300.0
Story4	SDx Max	X	0.006592	30	101	0	1040.0
Story4	SDy Max	Y	0.006807	40	48	200	1040.0

Tabla 12 Máximas derivas de la tercera propuesta (Elaboración propia)

Se muestra la tabla de máximos desplazamientos:

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum (cm)
Story8	SDx Max	X	8.86
Story7	SDx Max	X	7.87
Story6	SDx Max	X	6.75
Story5	SDx Max	X	5.49
Story4	SDx Max	X	4.14
Story3	SDx Max	X	2.76
Story2	SDx Max	X	1.48
Story1	SDx Max	X	0.48
Story8	SDy Max	Y	11.38
Story7	SDy Max	Y	9.98
Story6	SDy Max	Y	8.43
Story5	SDy Max	Y	6.76
Story4	SDy Max	Y	5.01
Story3	SDy Max	Y	3.28
Story2	SDy Max	Y	1.73
Story1	SDy Max	Y	0.53

Tabla 13 Máximas desplazamientos de la tercera propuesta (Elaboración propia)

4.5.4. Comparación de propuestas

¿Existe una sola solución? Cada edificio es un problema en particular que depende de las características del entorno, criterios de los profesionales y las diligencias del cliente. Realizar la configuración estructural depende de la suma de decisiones de los profesionales involucrados considerando la disposición y características de los elementos estructurales asegurando que tanto las cargas permanente como eventuales se transmitan hasta el suelo de cimentación. (San Bartolomé, 1998)

Por lo tanto, en el edificio del presente proyecto de tesis se consideró la suma de decisiones que el arquitecto responsable determinó con los profesionales y el cliente evitando modificar de manera significativa la arquitectura propuesta y aprobada como anteproyecto. La elección de la propuesta adecuada se determinará de acuerdo a la matriz de ventajas y desventajas de las 03 alternativas, sin embargo, pueden existir otras configuraciones estructurales como soluciones que cumplan con las normas del R.N.E. pero que dependen del criterio del estructuralista contratado o asignado. Por ejemplo dividir el edificio en 02 sectores podría disminuir aún más las derivas de entrepiso; esta solución es aplicable al

presente proyecto pero se modificaría de manera más significativa la arquitectura y las dimensiones de los ambientes en el sentido vertical.

Ventajas y desventajas		
Primera Propuesta	Segunda Propuesta	Tercera Propuesta
Tiene elementos estructurales intermedios por lo que se dificulta el desarrollo arquitectónico	Se desarrollan mejor los ambientes ya que no tiene elementos estructurales intermedios	Tiene elementos estructurales intermedios por lo que se dificulta el desarrollo arquitectónico
Tiene 18 elementos verticales	Tiene 16 elementos verticales	Tiene 18 elementos verticales
Su simetría permite tener elementos del mismo diseño	Su simetría permite tener elementos del mismo diseño	No permite tener elementos del mismo diseño
Tiene una disposición de elementos estructurales compleja	Tiene una disposición de elementos estructurales simple	Tiene una disposición de elementos estructurales compleja
Las placas esquineras modifican las ventanas	Las placas esquineras no interfieren con las ventanas	Las placas esquineras no interfieren con las ventanas
Disminuye de 06 a 04 estacionamientos	Se mantienen 06 estacionamientos	Se mantienen 06 estacionamientos
Vigas con peralte de 30cm no pasan por el medio de ningún ambiente	Vigas con peralte de 45cm pasan por medio de sala	Vigas con peralte de 50cm no pasan por el medio de ningún ambiente
Tiene simetría estructural alrededor del eje "x"	Tiene simetría estructural alrededor del eje "x"	Es asimétrico alrededor de los dos ejes principales
Su luz máxima para losas es del 5.13 m	Su luz máxima para losas es del 3.53 m	Su luz máxima para losas es del 5.05 m
Tiene placas de 25 cm de espesor	Tiene placas de 25 cm de espesor	Tiene placas de 30 cm de espesor
Tiene mamparas con una luz de 4.73 m	Tiene mamparas con una luz de 2.38 m	Tiene mamparas con una luz de 4.73 m
El peso del edificio por carga muerta es de 1, 292.46 tonf y por carga viva es de 218.38 tonf	El peso del edificio por carga muerta es de 1, 240.92 tonf y por carga viva es de 214.50 tonf	El peso del edificio por carga muerta es de 1, 292.51 tonf y por carga viva es de 235.35 tonf
La cortante basal del sismo dinámico en X es 141.86 tonf y en Y 169.77 tonf	La cortante basal del sismo dinámico en X es 160.71 tonf y en Y 154.88 tonf	La cortante basal del sismo dinámico en X es 137.01 tonf y en Y 144.50 tonf
La deriva máxima ocurre en el piso 06 con un valor de 0.00687	La deriva máxima ocurre en el piso 03 con un valor de 0.00586	La deriva máxima ocurre en el piso 05 con un valor de 0.00692
El desplazamiento máximo en X es de 12.39 cm y en Y es de 8.91 cm	El desplazamiento máximo en X es de 9.46 cm y en Y es de 10.46 cm	El desplazamiento máximo en X es de 8.86 cm y en Y es de 11.38 cm
Ventaja		Desventaja

Ilustración 12 Ventajas y desventajas de las 03 propuestas (Elaboración propia)

En conclusión, se elige para desarrollar la segunda propuesta ya que tiene mejor comportamiento sísmico, se mantiene la arquitectura de anteproyecto y especialmente se considera la variable del peso que se puede traducir en la utilización de menor cantidad de materiales lo que va directamente relacionado al presupuesto estructural.

4.5.5. Control de derivas

Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "x" por piso				
Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir	Y-Dir
Story8	2275	Top	0.00445	0.00117
Story7	2015	Top	0.00475	0.00133
Story6	1755	Top	0.00501	0.00152
Story5	1495	Top	0.00516	0.00168
Story4	1235	Top	0.00511	0.00178
Story3	975	Top	0.00474	0.00177
Story2	715	Top	0.00399	0.00162
Story1	455	Top	0.00186	0.00082
Base	0	Top	-	-

Tabla 14 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia)

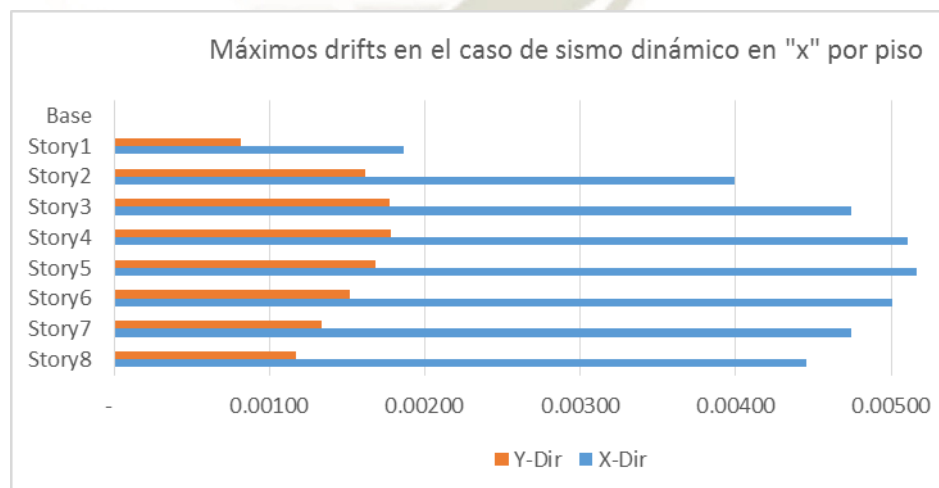


Ilustración 13 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia)

Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "x" por piso				
Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
Story8	2275	Top	9.46	3.18
Story7	2015	Top	8.30	2.88
Story6	1755	Top	7.08	2.54
Story5	1495	Top	5.78	2.15
Story4	1235	Top	4.44	1.72
Story3	975	Top	3.12	1.25
Story2	715	Top	1.89	0.79
Story1	455	Top	0.85	0.37
Base	0	Top	-	-

Tabla 15 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia)

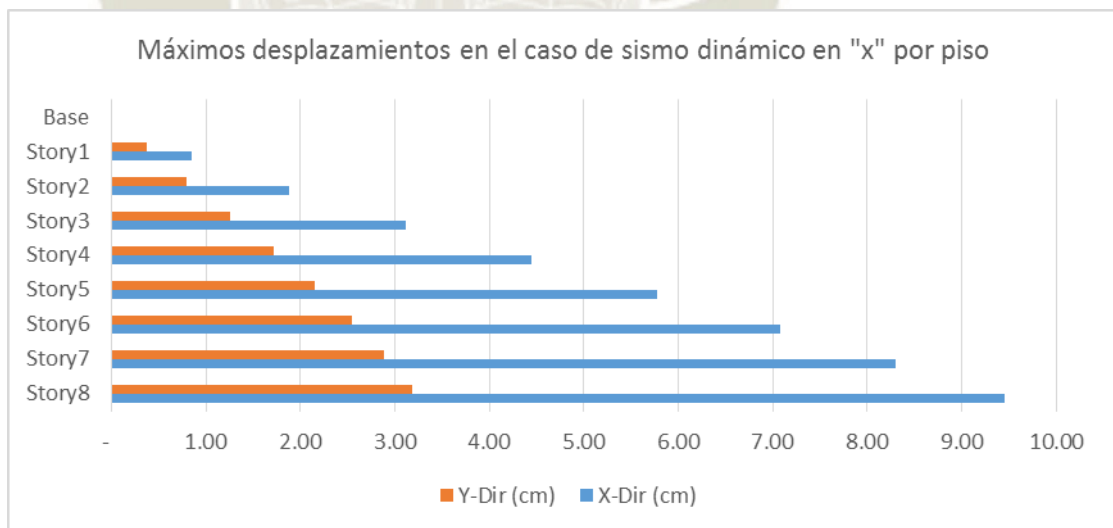


Ilustración 14 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia)

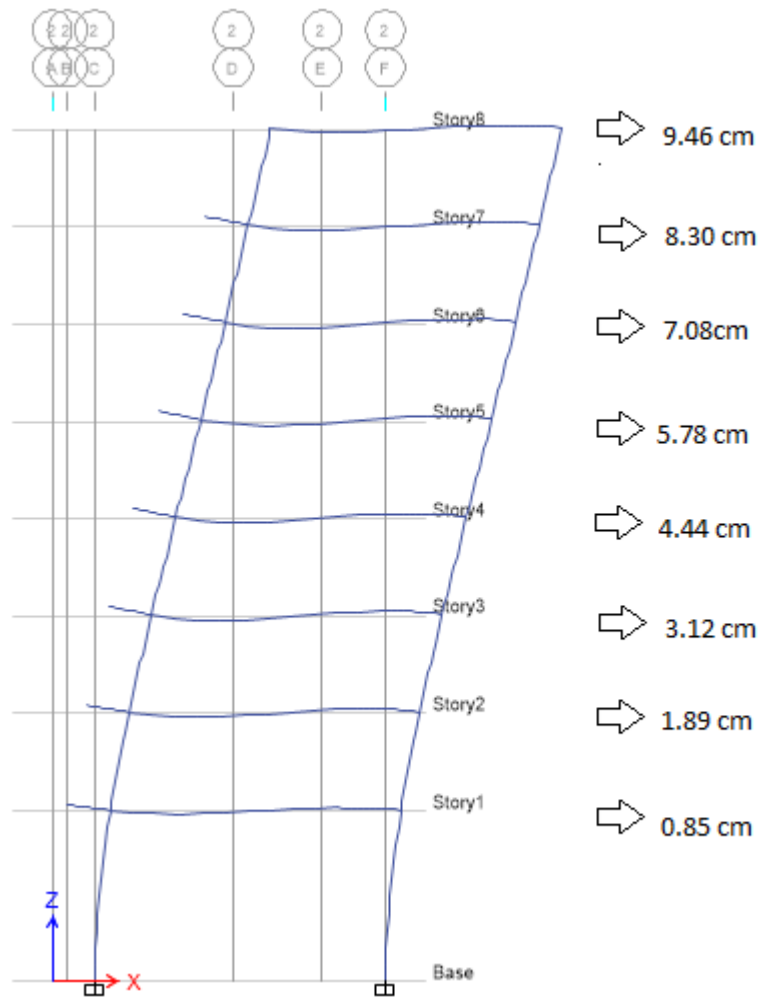


Ilustración 15 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "x" por piso (Elaboración propia)

Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "y" por piso				
Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir	Y-Dir
Story8	2275	Top	0.00264	0.00385
Story7	2015	Top	0.00292	0.00439
Story6	1755	Top	0.00320	0.00498
Story5	1495	Top	0.00344	0.00552
Story4	1235	Top	0.00353	0.00586
Story3	975	Top	0.00339	0.00583
Story2	715	Top	0.00297	0.00532
Story1	455	Top	0.00143	0.00269
Base	0	Top	-	-

Tabla 16 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia)

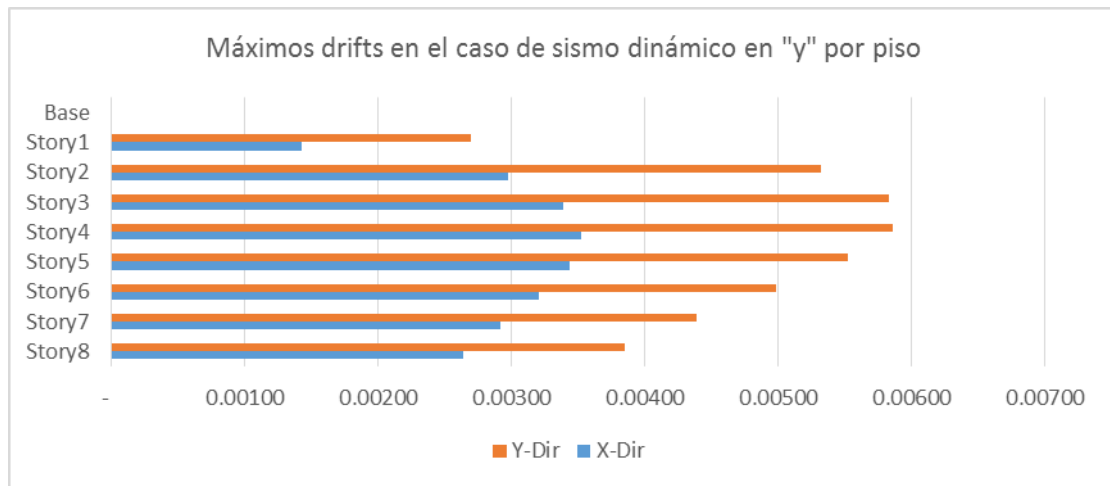


Ilustración 16 Máximos drifts en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia)

Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
Story8	2275	Top	6.37	10.46
Story7	2015	Top	5.69	9.48
Story6	1755	Top	4.93	8.35
Story5	1495	Top	4.11	7.07
Story4	1235	Top	3.22	5.64
Story3	975	Top	2.30	4.12
Story2	715	Top	1.42	2.61
Story1	455	Top	0.65	1.23
Base	0	Top	-	-

Tabla 17 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia)

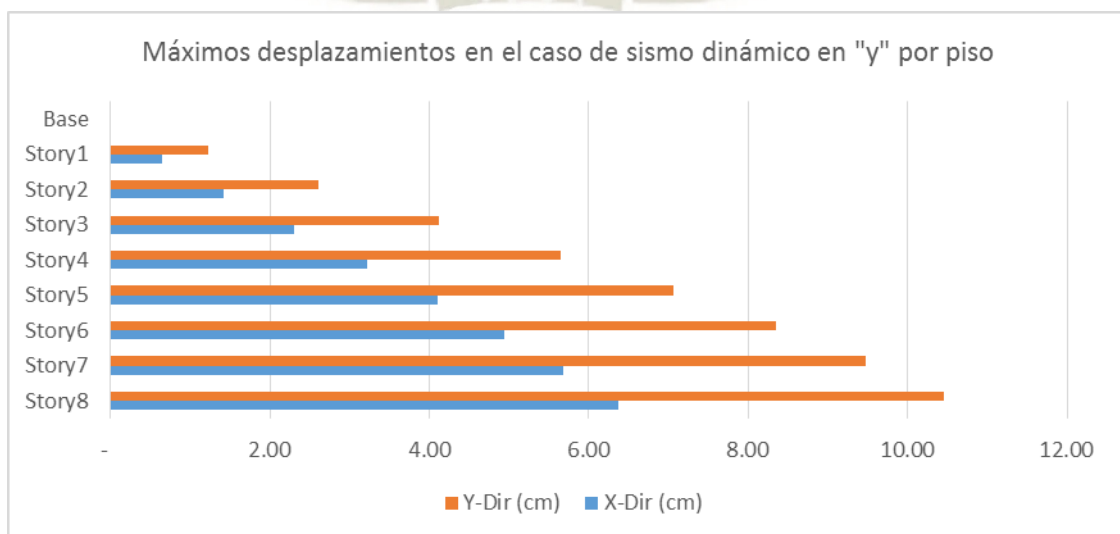


Ilustración 17 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia)

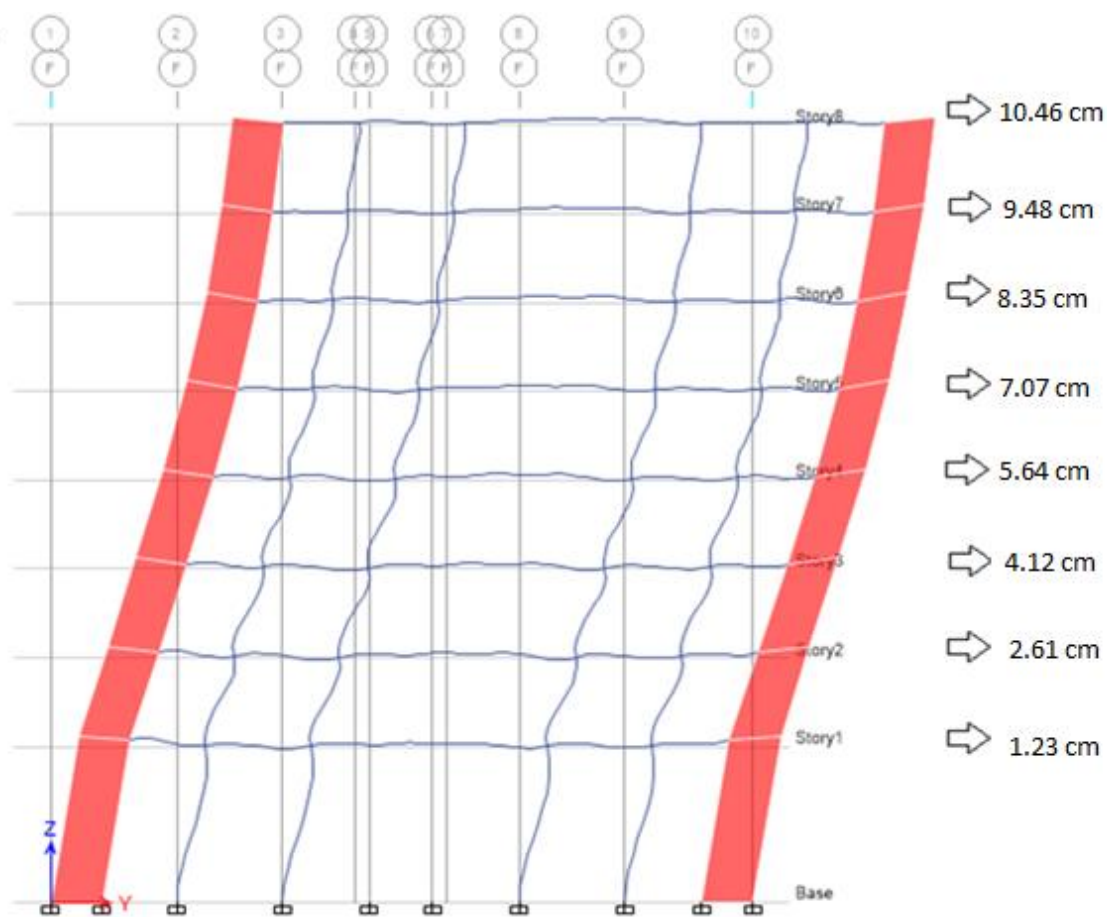


Ilustración 18 Máximos desplazamientos en el caso de sismo dinámico en "y" por piso (Elaboración propia)

Como se observa las derivas están por debajo de la tabla 11 de la norma E.030 del R.N.E.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1 Carga muerta

Se define las propiedades mecánicas y resistentes de los materiales de concreto y acero:

Concreto

- Peso específico : 2.40 tonf/m³
- Módulo de elasticidad : 2509980.08 tonf/m²
- Módulo de poisson : 0.25
- Resistencia a compresión : 280 kgf/cm²

Acero

- Peso específico : 7.85 tonf/m³
- Módulo de elasticidad : 20389019.16 tonf/m²
- Esfuerzo de fluencia : 4200 kgf/cm²

Se realiza el modelaje en el software ETABS 2016 y se aplica las cargas especificadas en el punto 4.1. Metrado de carga muerta de la presente tesis.

Los momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas en el sentido “x” son mayores en gran escala a los momentos flectores de las vigas en el sentido “y”, esto se debe a que las vigas en el sentido “x” son las encargadas de cargar el aligerado en el sentido “y”. Asimismo, solo las columnas y placas tienen el efecto de la fuerza axial producido por las fuerzas gravitatorias.

5.2 Carga viva

Se toma la sobrecarga descrita especificada en el en el punto 4.2. Metrado de carga viva de la presente tesis.

- Sobrecarga en losas = 200kgf/m² (Norma E.020, 2006)
- Sobrecarga en techo = 100kgf/m² (Norma E.020, 2006)
- Sobrecarga escaleras = 400kgf/m² (Norma E.020, 2006)

Los momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas en el sentido “x” son mayores en gran escala a los momentos flectores de las vigas en el sentido “y”, esto se debe a que las vigas en el sentido “x” son las encargadas de cargar el aligerado en el sentido “y”.

Asimismo, solo las columnas y placas tienen el efecto de la fuerza axial producido por las fuerzas gravitatorias.

5.3 Carga de sismo

Las consideraciones sísmicas para el análisis se encuentran descritas en el punto 4.5. Parámetros de la norma E.030, asimismo, en el punto 4.5.5. Control de derivas se observa los resultados del control de derivas según la norma E.030 del R.N.E.

5.3.1 Chequeo del cortante basal entre el análisis estático y análisis dinámico

Se realiza el chequeo de la cortante sísmica estática y dinámica, de tal manera que la cortante sísmica dinámica no sea menor del 80% de la cortante sísmica estática, según el punto 4.6.4 de la norma E.030 del R.N.E.

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SEx	-210.69	-	-	-	-3,351.27	2,369.83
SEy	-	-210.69	-	3,374.53	-	-1,061.63
SDx Max	160.71	46.77	-	746.47	2,605.95	1,911.21
SDy Max	48.51	154.88	-	2,471.93	786.79	1,395.15

Tabla 18 Cortante basal sísmica (Elaboración propia)

Como se puede observar el porcentaje del análisis dinámico es menos del 80%, por lo tanto, se procede a corregir el coeficiente del análisis estático colocando el periodo "T" predominante en los sentidos "x" y "y", de tal manera que se determina un valor más real que el supuesto. Para "x" se considera el MODAL 3 con 0.55 segundos y para "y" se considera el MODAL 2 con 0.63 segundos.

Case	Mode	Period (seg)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0.711	0.00002722	0.0474	0	0.00002722	0.0474	0.7365
Modal	2	0.633	4.705E-06	0.7384	0	0.00003193	0.7858	0.7828
Modal	3	0.551	0.7413	7.177E-07	0	0.7413	0.7858	0.7828
Modal	4	0.191	3.342E-06	0.0087	0	0.7413	0.7944	0.9084
Modal	5	0.174	0	0.1265	0	0.7413	0.9209	0.9172
Modal	6	0.128	0.1695	0	0	0.9108	0.9209	0.9172

Tabla 19 Periodos de vibración predominantes en "x" y "y" (Elaboración propia)

Según los periodos obtenidos se obtienen los nuevos coeficientes que se colocan al programa:

Dirección X-X		Dirección Y-Y	
Z	0.35	Z	0.35
U	1	U	1
T	0.55	T	0.63
S	1.15	S	1.15
T _p	0.6	T _p	0.6
T _L	2	T _L	2
C	2.50	C	2.38
R	6	R	6
ZUSC/R	0.168	ZUSC/R	0.160
K	1.025	K	1.065

Tabla 20 Parámetros de análisis estático con periodos predominantes (Elaboración propia)

Como se observa los coeficientes “ZUSC/R” y “K” no cambian drásticamente conforme al análisis estático inicial, por lo tanto, se escala el análisis dinámico.

$$\text{Factor en x} = \frac{VE \times 0.80}{VD} = \frac{210.69 \text{ tonf} \times 0.80}{160.71 \text{ tonf}} = 1.049$$

$$\text{Factor en y} = \frac{VE \times 0.80}{VD} = \frac{210.69 \text{ tonf} \times 0.80}{154.88 \text{ tonf}} = 1.088$$

Donde:

- VE= Cortante basal del análisis estático
- VD= Cortante basal del análisis dinámico

No es necesario verificar otra vez las derivas, según se comenta en la siguiente ilustración:

4.6.4 Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entresolio del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Ilustración 19 Fuerza cortante mínima (Norma E.030, 2016)

5.3.2 Reducción de grados de libertad

Según el punto 4.6.1 Modos de vibración de la norma E.030 del R.N.E.: “Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.”

Por lo tanto, se verifica los G.D.L. (grados de libertad) del software hasta que la participación de las masas en los 03 sentidos del desplazamiento en “x” (UX), desplazamiento en “y” (UY) y giro en “z” (RZ) sumen cada uno 90%.

Case	Mode	Period (seg)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0.711	0.00002722	0.0474	0	0.00002722	0.0474	0.7365
Modal	2	0.633	4.705E-06	0.7384	0	0.00003193	0.7858	0.7828
Modal	3	0.551	0.7413	7.177E-07	0	0.7413	0.7858	0.7828
Modal	4	0.191	3.342E-06	0.0087	0	0.7413	0.7944	0.9084
Modal	5	0.174	0	0.1265	0	0.7413	0.9209	0.9172
Modal	6	0.128	0.1695	0	0	0.9108	0.9209	0.9172

Tabla 21 Participación de masa en los modos de vibración (Elaboración propia)

Por lo tanto, se comprueba que en el modo de vibración 6 se considera el 90% de la masa total en los 03 sentidos por piso, considerándose entonces 24 G.D.L. en la estructura.

5.3.3 Verificación para determinar factor “R”

Se hace la verificación para determinar que el factor de reducción R=6 es el correcto según el programa. Por lo tanto, se realiza las siguientes comprobaciones:

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SDx Max	168.01	48.93	-	782.96	2,733.26	1,998.38
SDy Max	52.61	168.08	-	2,689.15	855.91	1,513.78

Tabla 22 Cortante basal (Elaboración propia)

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2
				tonf	tonf
Story1	PX	SDx Max	Bottom	0.86	162.66
Story1	PY	SDy Max	Bottom	2.74	152.40

Tabla 23 Cortante absorbido por las placas en “x” y “y” (Elaboración propia)

- Dirección en el eje “x” = $162.66 \text{ tonf} / 168.08 \text{ tonf} = 0.97 = 97\%$
- Dirección en el eje “y” = $152.40 \text{ tonf} / 168.08 \text{ tonf} = 0.91 = 91\%$

En conclusión, se comprueba que el R=6 de “MUROS DE CONCRETO” es el adecuado según norma E.030 del R.N.E., ya que los muros estructurales absorben más del 70% de la cortante basal en cada una de sus direcciones principales.

Se muestra la envolvente del diagrama de momentos flectores en tonf.m de las vigas del pórtico ubicado en el eje 2.

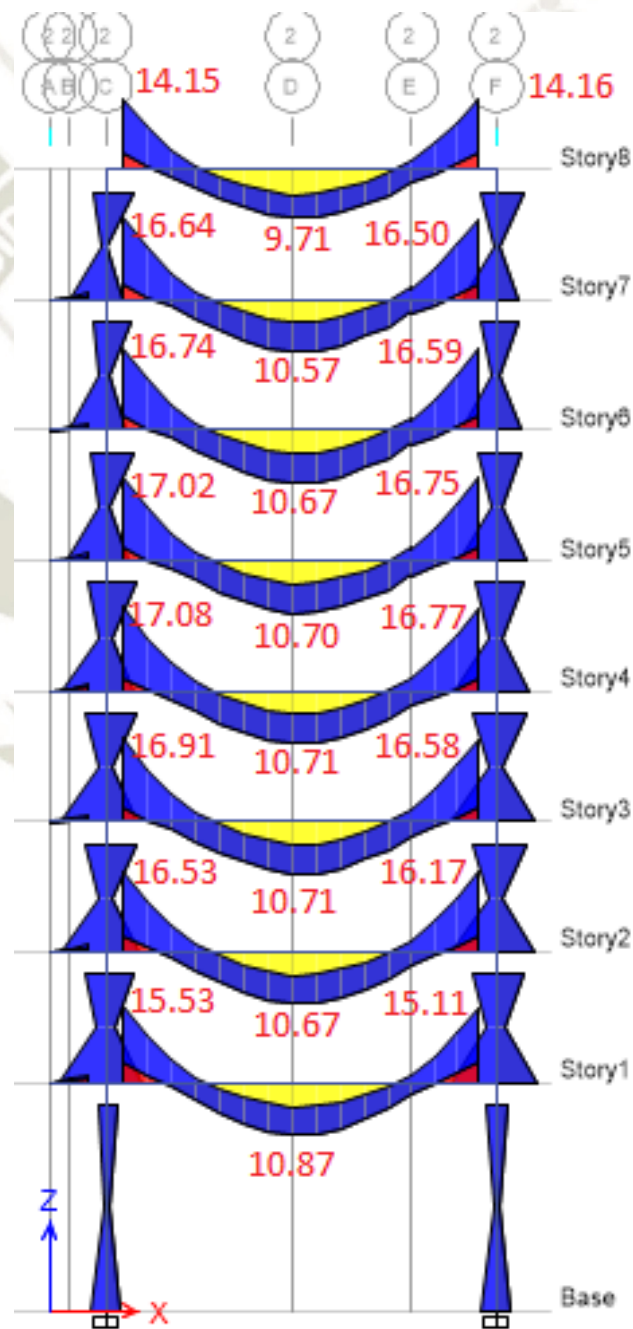


Ilustración 20 Envolvente del DMF del pórtico del eje 2 (Elaboración propia)

CAPÍTULO 6. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño por cortante se toma en consideración el capítulo 21 de la norma E.060 por ser una zona sísmica.

DISEÑO DE SUPER-ESTRUCTURA

6.1. Losas

Para el diseño de losas se realiza la idealización de las viguetas en el software ETABS 2016, para posteriormente analizar las viguetas en el sentido del aligerado con la combinación del punto 9.2.1 de la norma E.060 del R.N.E.:

$$U = 1.4CM + 1.7 CV$$

Se realiza el diseño por vigueta con las fuerzas internas de esta combinación ya que se considera que losa tiene infinita rigidez en la dirección de su plano, por ello no sufre deformaciones en su plano solo se traslada. La hoja de cálculos donde se encuentran los resultados del diseño de “losas aligeradas unidireccionales” se encuentra en el **ANEXO II**.

A continuación, se muestra los diagramas de momentos flectores, fuerzas cortantes y el diseño por vigueta de flexión y corte ubicados en los apoyos del eje 4 y 5.

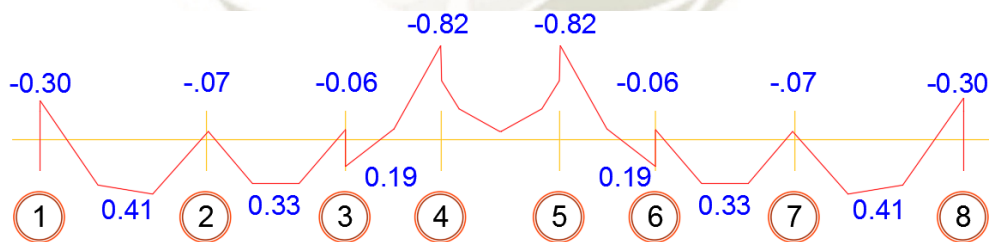


Ilustración 21 Diagrama de momentos flectores de losa aligerada en tonf.m (Elaboración propia)

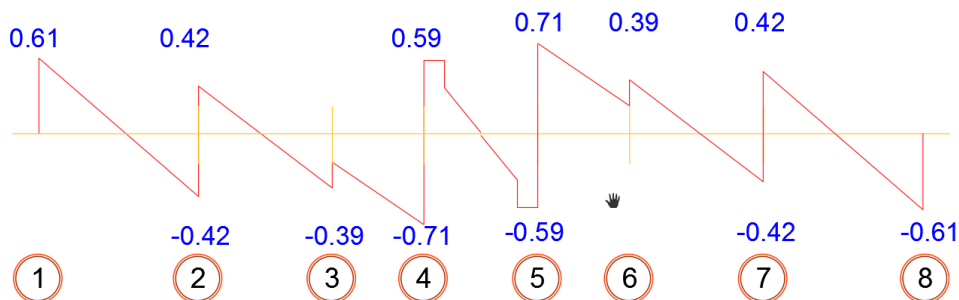


Ilustración 22 Diagrama de fuerzas cortantes de losa aligerada en tonf (Elaboración propia)

Diseño por cortante para losas aligeradas

Para el diseño por cortante se verifica la siguiente expresión, según el punto 11.5.6.1 y 8.11 de la norma E.060:

$$V_u < \phi V_c$$

$$V_u < (\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d) \times 1.10$$

$$0.73 \text{ tonf} < \left(0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \times 10 \text{ cm} \times 18 \text{ cm} \right) \times 1.10$$

$$0.73 \text{ tonf} < 1.36 \text{ tonf}$$

Como se puede observar la expresión se cumple, por lo tanto no requiere longitud de ensanche para cortante para la losa aligerada de 20cm.

LOSA ALIGERADA 1 -8VO PISO (UNIDIRECCIONAL)					
DISEÑO FLEXIÓN Momento "-" en el eje 4 y 5 (Acero va desde eje 3 a eje 6)					
Según Norma E.060			Según ACI 318S-14		
1.0 Datos del material			1.0 Datos del material		
f'c	280.00	kg/cm2	f'c	280.00	kg/cm2
fy	4,200.00	kg/cm2	fy	4,200.00	kg/cm2
3.0 Datos de geometría			3.0 Datos de geometría		
b	10.00	cm	b	10.00	cm
h	20.00	cm	h	20.00	cm
d	18.00	cm	d	17.00	cm
3.0 Momento Actuante			3.0 Momento Actuante		
Mu	0.82	ton-m	Mu	0.82	ton-m
4.0 Diseño			4.0 Diseño		
As	1.29	cm2	As	1.38	cm2
As min	0.32	cm2	As min	0.57	cm2
ρ	0.01		ρ	0.01	
			a	2.43	cm
5.0 Verificación			β1	0.85	
β1	0.85		c	2.86	cm
ρb	0.03		c/d	0.17	Controlado tensión
ρmax	0.02125	Cumple	5.0 Cuantías		
ρmin	0.00180	Cumple	ρmin	0.00333	Cumple
2 φ por vigueta	3/8"	1.42 cm2	ρmax	0.02063	Cumple
0 φ por vigueta	1/2"	- cm2	ρb	0.02833	(Sale a partir del ACI)
0 φ por vigueta	5/8"	- cm2	∅	0.90	(Sale a partir del ACI)
Cuantía Cumple		1.42 cm2	Mr	0.82	ton-m
		BIEN			

DISEÑO CORTANTE En el eje 4, 5 y ejes de ascensor		
1.0 Datos del material		
f'c	280.00	kg/cm ²
f _y	4,200.00	kg/cm ²
3.0 Datos de geometría		
b	10.00	cm
h	20.00	cm
d	17.00	cm
3.0 Cortante Actuante y Wu		
V _u	0.71	ton
W _u	0.44	ton/m
4.0 Resistencia del concreto a la cortante		
$\phi V_c = \phi 0.53 * \text{raiz}(f)$	1.28	ton
ϕ	0.85	E060
5.0 Diseño		
Longitud de Ensa NO NECESIT/ metros		

Ilustración 23 Diseño por flexión y cortante de los ejes 4 y 5 en losa aligerada de 20cm (Elaboración propia)

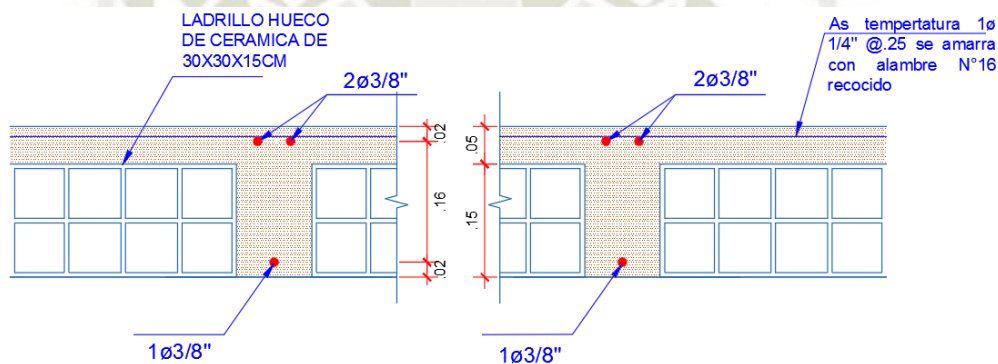


Ilustración 24 Dibujo del diseño de losa aligerada en los apoyos de los ejes 4 y 5 (Elaboración propia)

6.2. Vigas

Para el diseño de vigas se sectoriza conforme a la similitud de los momentos flectores y fuerzas cortantes de los pisos, asimismo se realiza el chequeo y diseño por torsión en las vigas que son intersectadas por otra viga a lo largo de su luz.

Por otro lado para determinar la longitud de bastones en el acero de refuerzo se considera los puntos 12.10.3, 12.11.3 y 12.12.3 de la norma E.060.

Desarrollo de refuerzo vigas		
Vigas a efectos de gravedad		
β_1	0.85	
F'c	280.00 kg/cm ²	Compresión del concreto
F _y	4200.00 kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia
B _w	30.00 cm	Ancho de Viga
H	45.00 cm	Peralte de Viga
L _n	660.00 cm	Luz Libre de Viga
d	44.17 cm	Peralte menos r'

Momento positivo			
Extremos del refuerzo confinados a compresión			
Li	345.00 cm	Longitud de influencia del momento	
As	7.70 cm ²		
a	4.53 cm		
Mn	13.55 tonf.m		
Vu	16.33 tonf		
db	5/8"		
La	44.17 cm		
Ld	160.00 cm		
BIEN			
Longitud de Refuerzo Positivo		389.17 cm	
Momento Negativo			
Li	218.00 cm	Longitud de influencia del momento	
db	5/8"		
La	44.17 cm		
Longitud de Refuerzo Negativo		262.17 cm	

Ilustración 25 Hoja de cálculo para longitud de batones para vigas a efectos de gravedad (Elaboración propia)

Vigas a efectos de sismo			
β_1	0.85		
F'c	280.00 kg/cm ²	Compresión del concreto	
Fy	4200.00 kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia	
Bw	25.00 cm	Ancho de Viga	
H	40.00 cm	Perate de Viga	
Ln	300.00 cm	Luz Libre de Viga	
d	39.17 cm	Peralte menos r'	
Momento positivo			
Extremos del refuerzo confinados a compresión			
Li	150.00 cm	Longitud de influencia del momento	
As	7.68 cm ²		
a	5.42 cm		
Mn	11.76 tonf.m		
Vu	19.60 tonf		
db	5/8"		
La	39.17 cm		
Ld	160.00 cm		
BIEN			
Longitud de Refuerzo Positivo		189.17 cm	
Momento Negativo			
Li	150.00 cm	Longitud de influencia del momento	
db	5/8"		
La	39.17 cm		
Longitud de Refuerzo Negativo		189.17 cm	

Ilustración 26 Hoja de cálculo para longitud de batones para vigas a efectos de sismo (Elaboración propia)

Vigas Verticales en Planta- Su sectorización se debe a que los esfuerzos trabajan especialmente a efectos de sismo, formando diagramas de momentos flectores con forma de corbatines y manteniendo diagramas de fuerzas cortantes con valores casi constantes a lo largo de su luz. Este efecto se puede apreciar ya que como se observa en el punto 5.3.3 las placas absorben solo el 91% del efecto del sismo en el sentido vertical en planta, esto quiere decir que el resto es absorbido por los pórticos en ese sentido.

- Primer grupo : Primer piso, Segundo Piso y Tercer Piso
- Segundo grupo : Cuarto Piso y Quinto Piso.
- Tercer grupo : Sexto Piso, Séptimo Piso y Octavo Piso.

Vigas Horizontales en Planta- Los diagramas de momentos flectores tienen forma de parábola y los diagramas de fuerza cortante están en función a línea recta, son los diagramas típicos formados por cargas de gravedad. Este efecto se puede apreciar ya que como se observa en el punto 5.3.3 las placas absorben solo el 97% del efecto del sismo en el sentido horizontal en planta, esto quiere decir que casi todo el efecto del sismo es absorbido por las placas en ese sentido.

- Primer grupo : Primer piso.
- Segundo grupo : Segundo Piso, Tercer Piso, Cuarto Piso, Quinto Piso, Sexto Piso y Séptimo Piso.
- Tercer grupo : Octavo Piso.

Se realiza el diseño de las vigas utilizando las fuerzas internas del ETABS 2016 y se muestra el diseño por flexión y corte de las vigas **V1, V2, V3 y V4 del 2° al 7° nivel** y las vigas **V5, V6, V7, V8 y V9 del 4° al 5° nivel** en el **ANEXO III**. Asimismo, el diseño por torsión de las vigas **V2 y V3** está ubicado en el **ANEXO IV**.

A continuación, se muestra el diseño por flexión y corte de la viga **V1** del primer piso y el diseño por torsión de la **V2** del primer piso.

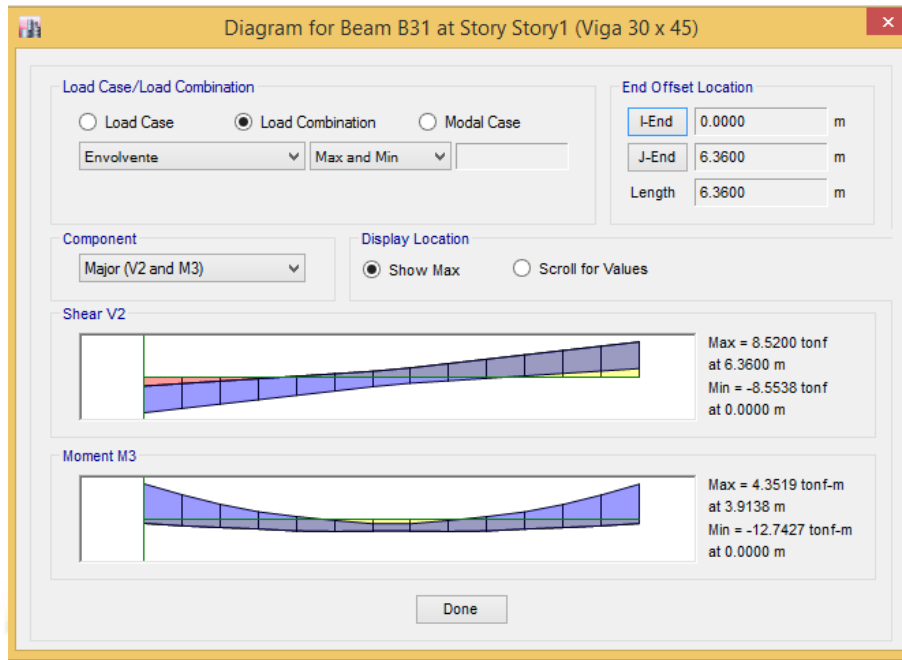


Ilustración 27 Diagramas momentos flectores y fuerzas cortantes de la viga V1 del primer piso (Elaboración propia)

V1-1° Nivel-Diseño por flexión									
En el eje 1									
1.0 Límites de Acero según E.060									
As min	3.27	cm2							
As max	24.92	cm2							
2.0 Factores según E.060									
			Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)				
β_1	0.85								
ρ_b	0.028333		12.74	-	12.62				
ρ_{max}	0.021250		-	4.35	-				
ρ_{min}	0.002789								
3.0 Diseño con ETABS									
Acero del Mu	9.27	9.27 cm2	Acero del Mu	-	3.27 cm2	Acero del Mu	9.17	9.17 cm2	
2 ϕ	3/4"	5.68 cm2	0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	2 ϕ	3/4"	5.68 cm2	
2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	
0 ϕ	1/2"	0.00 cm2	0 ϕ	1/2"	0.00 cm2	0 ϕ	1/2"	0.00 cm2	
CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	9.68 cm2	CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	9.68 cm2	
Acero del Mu	-	3.27 cm2	Acero del Mu	3.01	3.27 cm2	Acero del Mu	-	3.27 cm2	
0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	
2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	
0 ϕ	1/2"	0.00 cm2	0 ϕ	1/2"	0.00 cm2	0 ϕ	1/2"	0.00 cm2	
CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00 cm2	CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00	CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00 cm2	
ϕ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"		
Area (cm2)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06		
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49		

Ilustración 28 Diseño por flexión de V1 del primer piso (Elaboración propia)

Diseño por cortante para vigas

Para el diseño por cortante de vigas se toma en consideración el punto 21.4.3 para la cortante última y capítulo 11 para el diseño por cortante de la norma E.060:

Cortante última según el punto 21.4.3

La fuerza cortante de diseño de vigas y columnas, será la menor de los puntos (a) y (b):

- La suma del cortante asociada con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para cargas de gravedad tributarias amplificadas.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

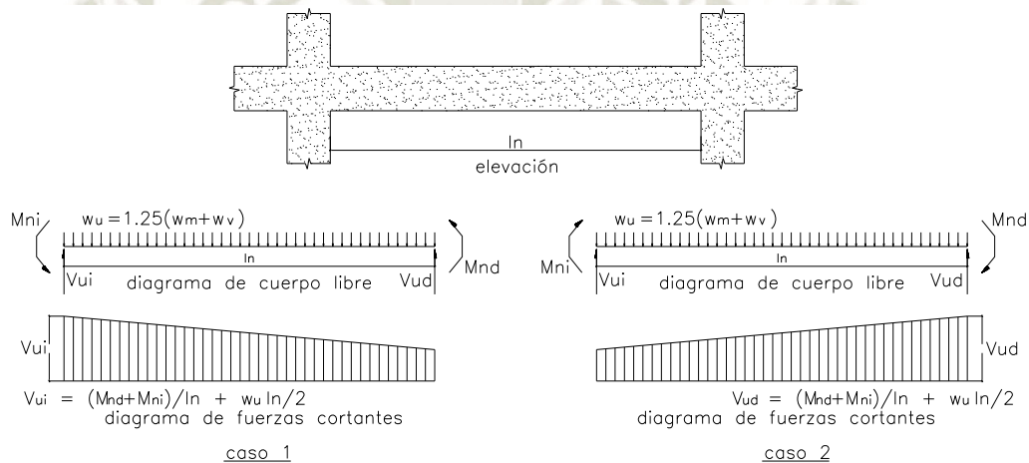


Ilustración 29 Cortante última para vigas (Figura 21.4.3a de norma E.060 del R.N.E.)

Diseño por cortante según el capítulo 11

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c/2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'_c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'_c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'_c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Ilustración 30 Diseño por cortante según el capítulo 21 de la norma E.060 (Elaboración propia)

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"					
Caso I		Caso II			
Ancho Tributario	1.85 m	Ancho Tributario	1.85 m		
CM	0.55 tonf/m ²	CM	0.55 tonf/m ²		
CV	0.20 tonf/m ²	CV	0.20 tonf/m ²		
Ln	6.60 m	Ln	6.60 m		
Wu (1.25CM+1.25CV)	2.14 tonf/m	Wu (1.25CM+1.25CV)	2.14 tonf/m		
Asi	9.68 cm ²	Asi	4.00 cm ²		
ai	5.69 cm	ai	2.35 cm		
Mni	14.74 tnf.m	Mni	6.37 tnf.m		
Asd	4.00 cm ²	Asd	9.68 cm ²		
ad	2.35 cm	ad	5.69 cm		
Mnd	6.37 tnf.m	Mnd	14.74 tnf.m		
Vui	10.26 tnf	Vui	10.26 tnf		
Vud	-3.86 tnf	Vud	-3.86 tnf		

Punto 21.4.3 inciso "b"
Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	11.20 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	8.55 tnf
----	----------

V1-1° Nivel-Diseño por corte

En el eje 1			
Según Norma E.060			
1.0 Datos del Material			
f'c	280.00	kg/cm ²	
fy	4,200.00	kg/cm ²	
Ø	0.85	E060	
Diam Estribo	3/8"		
2.0 Datos de la geometría			
bw	30.00	cm	
h	45.00	cm	
d	39.10	cm	
3.0 Análisis Estructural			
Vu	10.26	ton	Cortante ultimo
4.0 Diseño			
Vc y Vs			
ØVc=Ø0.53*raiz(f'c)*bw*d	8.84	ton	Cortante resistente del concreto
ØVs=Vu-ØVc	1.42	ton	Cortante resistente del acero
Vn=(ØVc+ØVs)/Ø	12.07	ton	Cortante nominal
Primer caso y segundo caso			
ØVc=Ø0.53*raiz(f'c)*bw*d	8.84	ton	Intervalo del 1 y 2 caso
ØVc/2	4.42	ton	Intervalo del 1 y 2 caso
PASAR A LOS SGTES CASOS S cal			
Tercer caso y cuarto caso			
2ØVc=Ø1.06*raiz(f'c)*bw*d	17.68	ton	
4ØVc=Ø2.12*raiz(f'c)*bw*d	35.37	ton	
TERCER CASO A S cal			
		139.70	S min
5.0 Resultados			
S maximo	19.55	cm	
S maximo	15.00	cm	
S diseño	15.00	cm	
Diseño	1Ø@.05,8Ø@.15,rto@.25		
Diametro	cm	cm ²	
1/4"	0.64	0.32	
8mm	0.80	0.50	
3/8"	0.95	0.71	
1/2"	1.27	1.29	

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $Vu \leq \alpha Vc/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $Vu \geq \alpha Vc/2$ y $Vu \leq \alpha Vc$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{vmin} = 3.5 b_w \frac{s}{fy}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $Vu \geq \alpha Vc$, tenemos:

- a) Si $Vs \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm
- b) Si $Vs > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $Vs \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $Vs > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

$$Vs = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI
Capítulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=Mpa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=Mpa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

Ilustración 31 Diseño por cortante de V1 del primer piso (Elaboración propia)

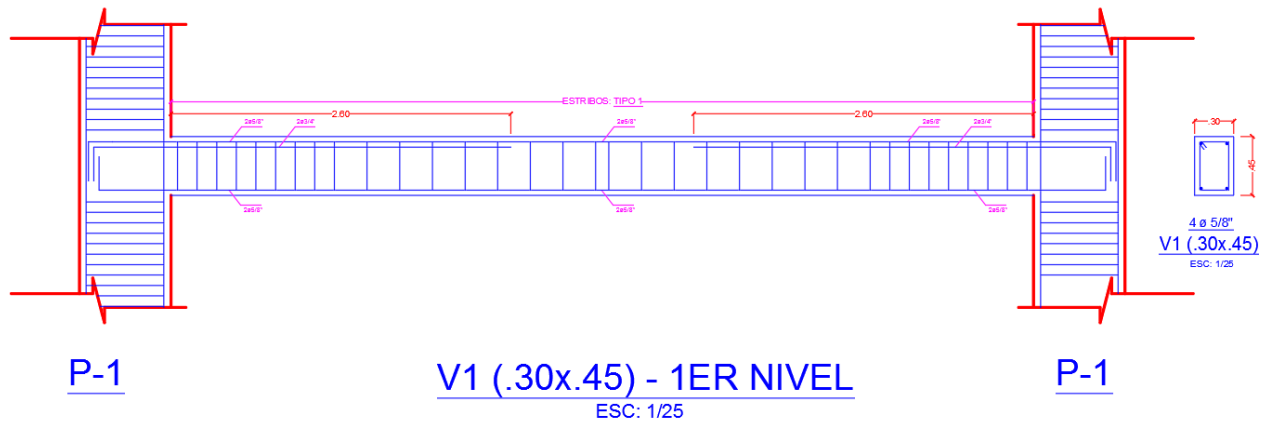


Ilustración 32 Dibujo del diseño por flexión y corte de la V1 del primer piso (Elaboración propia)

V2 : En el eje 2 - 1° Nivel			
1.0 DATOS DE LA GEOMETRÍA			
b =	30	cm	Ancho de viga
h =	45	cm	Peralte de viga
r =	4	cm	Recubrimiento libre
Ø estrib =	3/8"		Diámetro de estribo
Ø long =	3/4"		Diámetro de refuerzo longitudinal
d' =	5.91	cm	Distancia a acero a compresión
2.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES			
f _c =	280	kg/cm ²	Resistencia a la compresión
f _y =	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ø _b =	0.9		Factor de reducción por flexión
ø _v =	0.85		Factor de reducción por cortante
ø _t =	0.85		Factor de reducción por torsión
3.0 DATOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL			
V _u =	14.77	ton	Cortante actuante
T _u =	0.54	ton-m	Torsión actuante
M _u =	15.53	ton-m	Momento flector actuante
A _{s flexion} =	10.25	cm ²	Refuerzo de acero por flexión
4.0 VERIFICACIÓN DE REFUERZO POR TORSIÓN			
A _{cp} =	1350	cm ²	Área bruta de la sección
P _{cp} =	150	cm	Perímetro de sección bruta
$\phi 0,27 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$	0.47	ton-m	Requiere refuerzo por torsión

5.0 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
x1 =	21.0475	cm	
y1 =	36.0475	cm	
Aoh =	758.7	cm ²	
Ao =	644.90	cm ²	
d =	39.10	cm	Peralte efectivo de viga
ph =	114.19	cm	
6.0 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN PARA SOPORTAR Tu			
Vc =	10.40	ton	Resistencia al corte de la sección
$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2,1 \sqrt{f'c}\right)$			
14.08	≤	37.41	Sección suficientemente grande
7.0 REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSIÓN			
Tn =	0.635294118	ton-m	Torsión nominal requerida
θ =	45	°	
At/s =	0.012	cm ² /cm	para 1 rama de estribo
8.0 REFUERZO POR CORTANTE REQUERIDO			
Vu	≥	0.5*Vc	
14.77	≥	5.20	Requiere refuerzo por cortante
Vs =	6.97	ton	
Av/s =	0.042	cm ² /cm	para 2 ramas de estribo
9.0 SELECCIÓN DE ESTRIBOS			
At/s+Av/s =	0.07	cm ² /cm	para 2 ramas de estribo
s =	28.89	cm	Espaciamiento entre estribos requerido
s max =	14.27	cm	Espaciamiento máxima entre estribos
Usar espaciamiento de		14.27 cm	entre estribos como máximo
1.905	cm ² /cm	>	0.34 cm ² /cm ok
10.0 REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN			
Al =	1.34	cm ²	
Al min =	5.73	cm ²	
Usar refuerzo longitudin		5.73 cm ²	adicional repartidos en toda la sección

Ilustración 33 Diseño por torsión de V2 del primer piso (Elaboración propia)

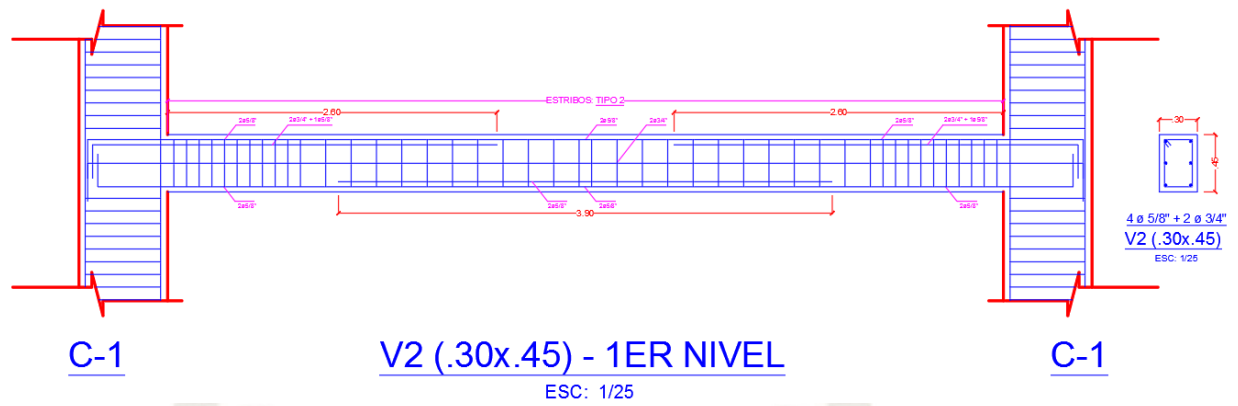


Ilustración 34 Dibujo del diseño por flexión, corte y torsión de la V2 del primer piso (Elaboración propia)

6.3. Escaleras

A. DATOS GENERALES		Según Norma E.060
A.1. Propiedades del Material		
γ_c	= 2400.00 kg/m ³	Peso específico del Concreto Armado
f_c	= 280.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
E_c	= 250998.0 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del Concreto
f_y	= 4200.00 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
A.2. Dimensiones de la Escalera		
b	= 1.000 m	Ancho de Escalera
P	= 0.250 m	Paso
CP	= 0.180 m	Contrapaso
θ	= 35.75 °	Angulo de Inclinación
L1	= 1.440 m	Luz Libre del descanso
L2	= 2.350 m	Luz libre de la escalera
Ln	= 3.790 m	Luz Libre del Tramo
B1	= 0.150 m	Ancho Apoyo 1
B2	= 0.400 m	Ancho Apoyo 2
A.2. Cargas de Gravedad		
A	= 100.00 Kg/m ²	Acabados
S/C	= 400.00 Kg/m ²	Sobrecarga

Ilustración 35 Diseño de escaleras PARTE I (Elaboración propia)

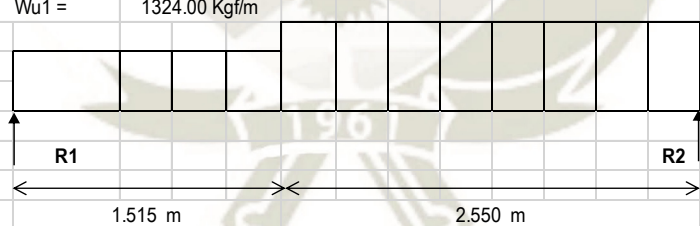
B. PREDIMENSIONAMIENTO			
t	=	0.190 m	t = Ln/20
		0.152 m	t = Ln/25
t	=	0.150 m	Espesor de Garganta
Cos(θ)	=	0.8115	
hm	=	0.275 m	hm = (tCosθ)+CP/2
C. METRADO DE CARGAS			
C.1. Tramo Descanso			
P.P.	=	360.00 Kg/m	Peso Propio
A	=	100.00 Kg/m	Acabados
WD1	=	460.00 Kg/m	Carga Muerta
S/C	=	400.00 Kg/m	Sobrecarga
WL1	=	400.00 Kg/m	Carga Viva
Wu1	=	1324.00 Kg/m	Wu1 = 1.2D1 + 1.6L1
C.2. Tramo Pasos			
P.P.	=	659.60 Kg/m	Peso Propio
A	=	100.00 Kg/m	Acabados
WD2	=	759.60 Kg/m	Carga Muerta
S/C	=	400.00 Kg/m	Sobrecarga
WL2	=	400.00 Kg/m	Carga Viva
Wu2	=	1743.45 Kg/m	Wu2 = 1.2WD2 + 1.6WL2
D. MODELO MATEMÁTICO			
			Wu2 = 1743.45 Kg/m
Wu1 =	1324.00 Kg/m		
			
	1.515 m	2.550 m	
E. CALCULO DE MOMENTOS			
		3026.51	6451.65
R2	=	3425.14 Kgf	Reacción en el Apoyo 2
X0	=	1.965 m	Distancia al momento máximo
(+)Mu max	=	3364.48 Kgf-m	Momento máximo positivo
α (0.8,0.9,1)	=	0.8	
(+)Mu dis	=	2691.58 Kgf-m	Momento de diseño (positivo)
Factor (1/2, 1/3)	=	0.5	
(-)Mu dis	=	1345.79 Kgf-m	Momento de diseño (negativo)

Ilustración 36 Diseño de escaleras PARTE II (Elaboración propia)

F. DISEÑO DE ACERO				
F.1. Para Momento Positivo				
(+)Mu dis	=	269158.17 Kgf-cm		
Ø	=	0.9		Factor de reducción a flexión
f _c	=	280.00 kg/cm ²		Resistencia a la compresion del concreto
f _y	=	4200.00 kg/cm ²		Resistencia a la fluencia del acero
ø	=	3/8"		Diametro de Varilla
Asø	=	0.953 cm ²		
d	=	12.524 cm		Peralte efectivo
b	=	100.000 cm		Ancho de escalera
As (+)	=	5.934 cm ²		
Usar		ø 3/8" @ 16.05 cm		
		øVc 9441 kg		
		øVc/2 4720 kg	>R2	NO NECESITA REFUERZO
F.2. Para Momento Negativo				
(-)Mu dis	=	1345.79 Kgf-cm		
Ø	=	0.9		Factor de reducción a flexión
f _c	=	280.00 kg/cm ²		Resistencia a la compresion del concreto
f _y	=	4200.00 kg/cm ²		Resistencia a la fluencia del acero
ø	=	3/8"		Diametro de Varilla
Asø	=	0.953 cm ²		
d	=	12.524 cm		Peralte efectivo
b	=	100.000 cm		Ancho de escalera
As (-)	=	0.028 cm ²	As min (-) =	2.700 cm ²
Usar		ø 3/8" @ 35.28 cm		
		øVc 9441 kg		
		øVc/2 4720 kg	>R2	NO NECESITA REFUERZO

Ilustración 37 Diseño de escaleras PARTE III (Elaboración propia)

6.4. Columnas

C 30X70

Se considera la presente sección a partir de la cuantía mínima de 1 % del área bruta según la norma E.060 del R.N.E. siendo la cuantía real de acuerdo a los diámetros comerciales de 1.46% del área bruta donde se distribuye 6 ø 1".

Se analiza la columna C1 entre el eje A-A y 2-2 por ser la más crítica según el software se obtiene el diagrama de interacción de todos los pisos, siendo los pisos más críticos el 5 nivel para el M3 y el 8 nivel para el M2, por aproximarse más a la curva del diagrama de interacciones.



Ilustración 38 Dibujo de C-1 (Elaboración propia)

5 NIVEL				
Point	P (tonf)	M3 (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	322.94	-	54.36	-2.48
2.00	322.94	-7.57	55.00	-4.17
3.00	293.12	-11.75	33.36	-8.97
4.00	243.97	-14.98	36.07	-3.26
5.00	188.56	-17.07	14.43	-8.05
6.00	119.61	-18.13		
7.00	101.34	-19.17		
8.00	68.97	-19.04		
9.00	5.33	-13.37		
10.00	-79.73	-4.96		
11.00	-115.67	-		

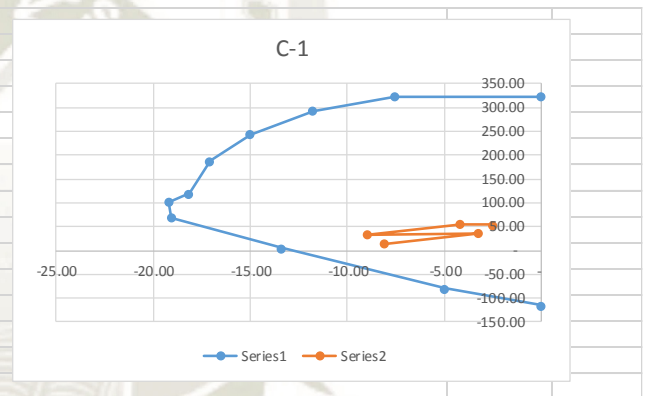


Ilustración 39 Diagrama de interacción de C 30X70 del 5TO nivel del M3 (Elaboración propia)

8 NIVEL				
Point	P (tonf)	M2 (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	322.94	-	9.96	10.76
2.00	322.94	16.99	7.41	10.98
3.00	298.32	26.70	7.17	9.95
4.00	253.24	34.19	4.63	7.07
5.00	204.37	39.73	4.38	6.04
6.00	150.61	43.81		
7.00	129.82	48.95		
8.00	91.27	52.99		
9.00	36.37	43.58		
10.00	-28.03	26.46		
11.00	-115.67	-		

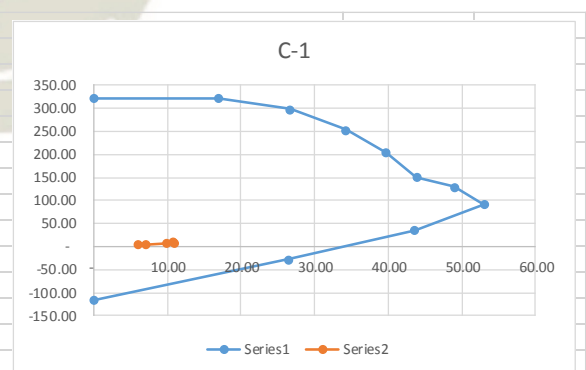


Ilustración 40 Diagrama de interacción de C 30X70 del 8VO nivel del M2 (Elaboración propia)

Se pretende optimizar lo más que se pueda, sin embargo la norma E.060 indica que la cuantía mínima a considerar es del 1%. Por lo tanto no se puede disminuir más.

Por otra parte, se realiza el diagrama de interacciones de manera manual para los momentos M3 y M2 de la C 30X70 para poder corroborar los diagramas de interacciones obtenidos por el programa ETABS 2016.

Propiedades de la sección				Propiedades del material			
Longitud en "x" (cm)	70.00			Φ Phi E.060	0.70		
Longitud en "y" (cm)	30.00			Coefficiente nominal a compresión	0.80		
Φ varillas de EB (plg)	1"	Filas en "x"	Filas en "y"	F'c (kg/cm ²)	280.00		
# varillas de EB	6.00	2.00	3.00	F'c equivalente de esfuerzos (kg/cm ²)	238.00		
A varillas de EB (cm ²)	30.60			Fy (kg/cm ²)	4,200.00		
Φ varillas de alma (plg)	1"	Filas en "x"	Filas en "y"	Ey (kg/cm ²)	2,100,000.00		
# varillas de alma	-	-	-	ξ_y	0.002000		
A varillas de alma (cm ²)	-	-	-	$\xi_{concreto}$	0.003000		
Φ estribo (plg)	3/8"						
Φ estribo (cm)	0.95						
r libre (cm)	4.00						
r efectivo (cm)	6.22						
d efectivo (cm)	23.78						
Sy separación de varillas (cm)	17.56						
Punto 1 (Compresión Pura)							
Axial (tonf)	496.83						
Momento (tonf.m)	-						
Punto 2 (Falla Balanceada)							
C (cm)	14.27						
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)	
compresión		Fcon (tonf)	202.03	Brazo (m)	0.09	M con (tonf.m)	18.05
compresión	ξ_y1	Fs1 (tonf)	54.35	Brazo (m)	0.09	Ms1 (tonf.m)	4.77
tracción	ξ_y2	Fs2 (tonf)	-64.26	Brazo (m)	-0.09	Ms2 (tonf.m)	5.64
			192.12				28.47
Punto 3							
C (cm)	8.00						
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)	
compresión		Fcon (tonf)	113.29	Brazo (m)	0.12	M con (tonf.m)	13.14
compresión	ξ_y1	Fs1 (tonf)	21.42	Brazo (m)	0.09	Ms1 (tonf.m)	1.88
tracción	ξ_y2	Fs2 (tonf)	-64.26	Brazo (m)	-0.09	Ms2 (tonf.m)	5.64
			70.44				20.66
Punto 4							
C (cm)	3.00						
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)	
compresión		Fcon (tonf)	42.48	Brazo (m)	0.14	M con (tonf.m)	5.83
compresión	ξ_y1	Fs1 (tonf)	-64.26	Brazo (m)	0.09	Ms1 (tonf.m)	-5.64
tracción	ξ_y2	Fs2 (tonf)	-64.26	Brazo (m)	-0.09	Ms2 (tonf.m)	5.64
			-86.04				5.83
Punto 5							
C (cm)	28.00						
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)	
compresión		Fcon (tonf)	396.51	Brazo (m)	0.03	M con (tonf.m)	12.29
compresión	ξ_y1	Fs1 (tonf)	64.26	Brazo (m)	0.09	Ms1 (tonf.m)	5.64
tracción	ξ_y2	Fs2 (tonf)	14.54	Brazo (m)	-0.09	Ms2 (tonf.m)	-1.28
			475.30				16.66

Ilustración 41 Procedimiento para obtener diagrama de interacción de M3 (Elaboración propia)

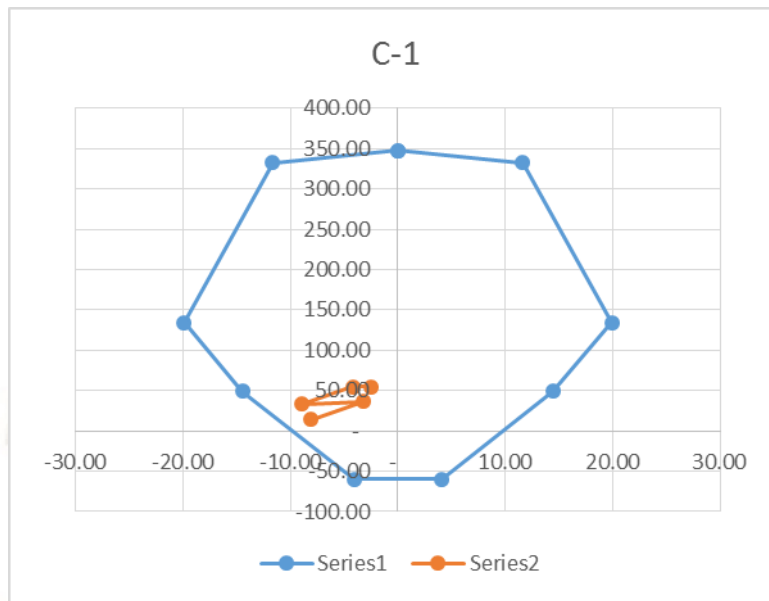


Ilustración 42 Diagrama de interacción manual de C 30X70 del 5TO nivel del M3 (Elaboración propia)

Propiedades de la sección				Propiedades del material			
Longitud en "x" (cm)	30.00			Φ Phi E.060	0.70		
Longitud en "y" (cm)	70.00			Coefficiente nominal a compresión	0.80		
Φ varillas de EB (plg)	1"	Filas en "x"	Filas en "y"	F'c (kg/cm2)	280.00		
# varillas de EB	6.00	3.00	2.00	F'c equivalente de esfuerzos (kg/cm2)	238.00		
A varillas de EB (cm2)	30.60			Fy (kg/cm2)	4,200.00		
Φ varillas de alma (plg)	1"	Filas en "x"	Filas en "y"	Ey (kg/cm2)	2,100,000.00		
# varillas de alma	-			ξy	0.002000		
A varillas de alma (cm2)	-			ξconcreto	0.003000		
Φ estribo (plg)	3/8"						
Φ estribo (cm)	0.95						
r libre (cm)	4.00						
r efectivo (cm)	6.22						
d efectivo (cm)	63.78						
Sy separación de varillas (cm)	28.78						
Punto 1 (Compresión Pura)							
Axial (tonf)	496.83						
Momento (tonf.m)	-						
Punto 2 (Falla Balanceada)							
C (cm)	38.27						
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)	
compresión		Fcon (tonf)	232.24	Brazo (m)	0.19	M con (tonf.m)	43.51
compresión	ξy1	Fs1 (tonf)	42.84	Brazo (m)	0.29	Ms1 (tonf.m)	12.33
compresión	ξy2	Fs2 (tonf)	5.49	Brazo (m)	-	Ms2 (tonf.m)	-
tracción	ξy3	Fs3 (tonf)	-42.84	Brazo (m)	-0.29	Ms3 (tonf.m)	12.33
			237.72				68.17

Punto 3								
C (cm)	15.00							
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)		
compresión		Fcon (tonf)	91.04	Brazo (m)	0.29	M con (tonf.m)	26.06	
compresión	$\xi y1$	0.001756	Fs1 (tonf)	37.60	Brazo (m)	0.29	M s1 (tonf.m)	10.82
compresión	$\xi y2$	-0.004000	Fs2 (tonf)	-42.84	Brazo (m)	-	M s2 (tonf.m)	-
tracción	$\xi y3$	-0.009756	Fs3 (tonf)	-42.84	Brazo (m)	-0.29	M s3 (tonf.m)	12.33
			42.96				49.21	
Punto 4								
C (cm)	5.00							
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)		
compresión		Fcon (tonf)	30.35	Brazo (m)	0.33	M con (tonf.m)	9.98	
compresión	$\xi y1$	-0.000734	Fs1 (tonf)	-15.71	Brazo (m)	0.29	M s1 (tonf.m)	-4.52
compresión	$\xi y2$	-0.018000	Fs2 (tonf)	-42.84	Brazo (m)	-	M s2 (tonf.m)	-
tracción	$\xi y3$	-0.035267	Fs3 (tonf)	-42.84	Brazo (m)	-0.29	M s3 (tonf.m)	12.33
			-71.05				17.78	
Punto 5								
C (cm)	68.00							
Tipo de Fuerza	Deformación unitaria	Resultante de fuerza (tonf)		Brazo (m)		Momentos (tonf.m)		
compresión		Fcon (tonf)	412.69	Brazo (m)	0.06	M con (tonf.m)	25.17	
compresión	$\xi y1$	0.002725	Fs1 (tonf)	42.84	Brazo (m)	0.29	M s1 (tonf.m)	12.33
compresión	$\xi y2$	0.001456	Fs2 (tonf)	31.19	Brazo (m)	-	M s2 (tonf.m)	-
tracción	$\xi y3$	0.000186	Fs3 (tonf)	3.99	Brazo (m)	-0.29	M s3 (tonf.m)	-1.15
			490.71				36.35	

Ilustración 43 Procedimiento para obtener diagrama de interacción de M2 (Elaboración propia)

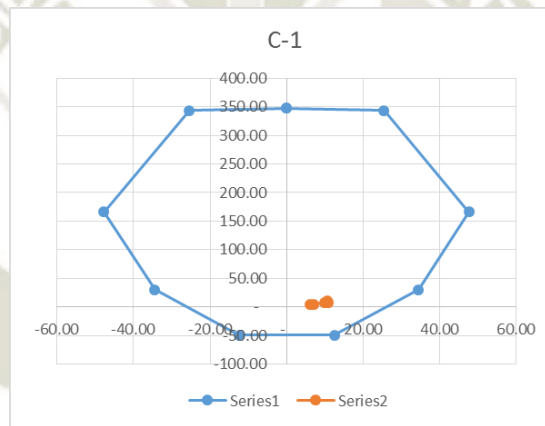


Ilustración 44 Diagrama de interacción manual de C 30X70 del 8VO nivel del M2 (Elaboración propia)

Como se observa los diagramas de interacciones realizados de forma manual y los obtenidos por el programa ETABS 2016 son similares y ambos cumplen con los puntos de las fuerzas últimas de los pisos más críticos, por lo tanto se corrobora los diagramas de interacciones con respuesta positiva y se da por finalizado el diseño de columnas.

A continuación se observa que el cortante más crítico de las columnas C35X70 no necesita refuerzo por acero, sin embargo se toma en cuenta las restricciones del capítulo 21 de la norma E.060 del R.N.E.

Diseño por cortante para columnas

Para el diseño por cortante de columnas se toma en consideración el punto 21.4.3 para la cortante última de la norma E.060 y capítulo 11 para el diseño por cortante de la norma E.060, siendo el mismo procedimiento de diseño de vigas:

Cortante última según el punto 21.4.3

La fuerza cortante de diseño de vigas y columnas, será la menor de los puntos (a) y (b):

- La suma del cortante asociada con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

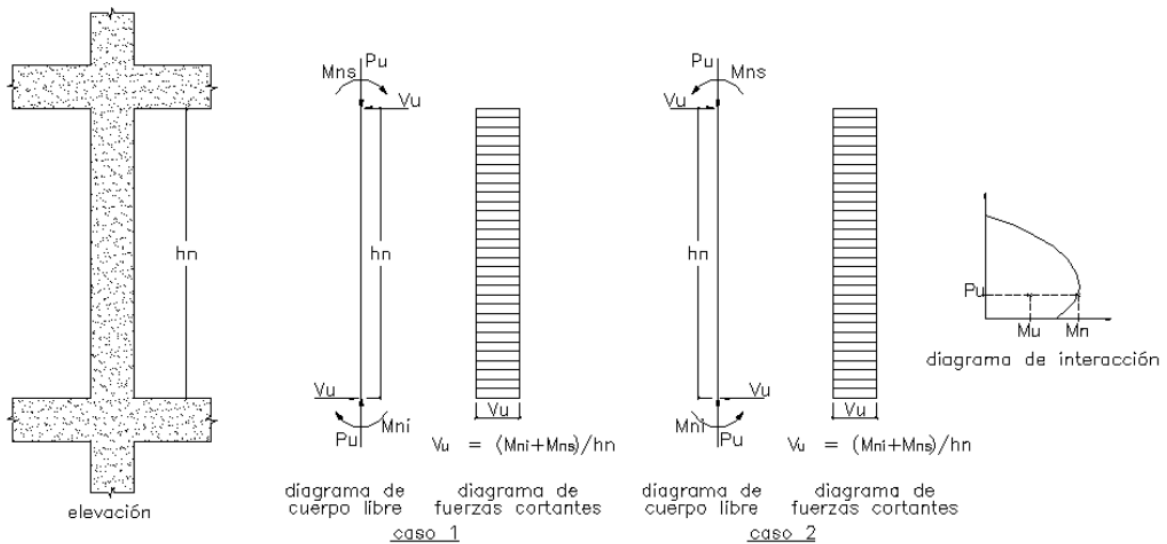


Ilustración 45 Cortante última para columnas (Figura 21.4.3b de norma E.060 del R.N.E.)

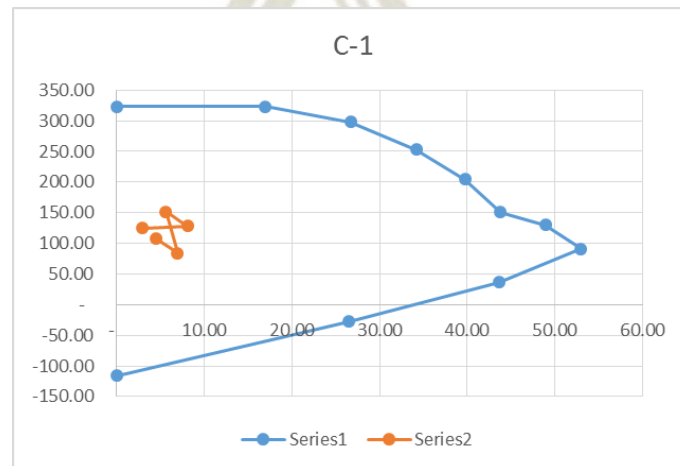


Ilustración 46 Diagrama de interacción de C 30X70 del 1er nivel del M2 (Elaboración propia)

Diseño por corte de columnas			
Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060			
Punto 21.4.3 inciso "a"			
Caso I			Caso II
hn	2.60 m		hn
Mns	75.71 tnf.m		Mns
Mni	75.71 tnf.m		Mni
Vu	58.24 tnf		Vu
Punto 21.4.3 inciso "b"			
Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5			
		Vu	15.11 tnf
Cortante Máximo de las 05 combinaciones 2do PISO			
		Vu	5.85 tnf
1ER Piso			
Según Norma E.060			
1.0 Datos del Material			
f'c	280.00	kg/cm2	
fy	4,200.00	kg/cm2	
ø	0.85	E060	
Diam Estribo	3/8"		
Diam de Varilla Longitudinal	1.00	Pulgadas	
2.0 Datos de la geometría			
bw	30.00	cm	
h	70.00	cm	
d	63.78	cm	
3.0 Análisis Estructural			
Vu	15.11	ton	Cortante ultimo
4.0 Diseño			
Vc y Vs			
$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	14.42	ton	Cortante resistente del concreto
$\phi Vs = Vu - \phi Vc$	0.69	ton	Cortante resistente del acero
$Vn = (\phi Vc + \phi Vs) / \phi$	17.78	ton	Cortante nominal
Primer caso y segundo caso			
$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	14.42	ton	Intervalo del 1 y 2 caso
$\phi Vc / 2$	7.21	ton	Intervalo del 1 y 2 caso
PASAR A LOS SGTES CASOS	S cal		S min
Tercer caso y cuarto caso			
$2\phi Vc = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	28.85	ton	
$4\phi Vc = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	57.69	ton	
TERCER CASO A	S cal	470.77	S min
			31.89 cm2
5.0 Resultados			
S maximo		31.89	cm
S maximo		10.00	cm
S diseño		10.00	cm
Diseño	1ø@.05, 10ø@.10, rto@.20		
Diametro	cm	cm2	
1/4"	0.64	0.32	
8mm	0.80	0.50	
3/8"	0.95	0.71	
1/2"	1.27	1.29	

Diagrama de elevación

Diagrama de fuerzas cortantes

Diagrama de fuerzas cortantes

Diagrama de intersección

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $Vu \leq \phi Vc/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc/2$ y $Vu \leq \phi Vc$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{vmin} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc$, tenemos:
 - Si $Vs \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm
 - Si $Vs > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $Vs \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm
- ✓ $Vs > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 - Cambiar la sección
 - Mejorar la calidad del concreto.

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capítulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

Ilustración 47 Diseño por corte de C 30X70 (Elaboración propia)

6.5. Muros estructurales

Primero se discretiza cada placa para que generar cuadrados equivalentes para realizar el análisis según el principio de elementos finitos con auto mesh, luego se procede a asignar a cada muro de concreto su propio nombre “pier”, a continuación se corre el programa y el diseño.

DISEÑO DE “P-2” DEL EJE “4” CON EL EJE “A” EN ETABS 2016

Si $h/lw < 2$, entonces se compara las columnas “stress comp” y “stress limit”, ya que según el reporte del ETABS 2016 “Shear Wall Design” en el cuadro “Boundary Element Check” las columnas de “stress comp” > “stress limit” indicando que el esfuerzo de compresión actuante es mayor al esfuerzo de compresión límite. Por lo tanto, se necesita colocar elementos de borde.

Boundary Element Check				
Station Location	Stress Comp (tonf/cm ²)	Stress Limit (tonf/cm ²)	C Depth (cm)	C Limit (cm)
Bottom-Left	0.107	0.056	50	74.556
Bottom-Rigth	0.105	0.056	50	74.556

Tabla 24 Control del elemento límite (Elaboración propia)

Según las tablas “Flexural Design for P and M3-Tension Reinforcement” y “Flexural Design for P and M3-Compression Reinforcement”, se redondea la mayor de las longitudes de compresión y tracción siendo en este caso 50 cm la longitud del elemento de borde y un ancho de 25 cm manteniendo el ancho del alma.

Flexural Design for P and M3-Tension Reinforcement		
Station Location	Edge Length (cm)	Rebar Area (cm ²)
Left Top	37.5	13.93
Rigth Top	37.5	14.41
Left Bot	50	30.03
Rigth Bot	50	30.63

Flexural Design for P and M3-Compression Reinforcement		
Station Location	Edge Length (cm)	Rebar Area (cm ²)
Left Top	37.5	24.86
Rigth Top	37.5	23.52
Left Bot	50	40.74
Rigth Bot	50	38.96

Tabla 25 Longitud del elementos de borde (Elaboración propia)

Se modifica las dimensiones de acuerdo a lo obtenido en los cuadros anteriores en el “Wall Pier Design Pier Overwrites” que es donde se indican las dimensiones de los elementos de borde del muro estructural y se vuelve a correr el diseño de placas.

Después de haber corrido el diseño otra vez, verificamos el acero que será el que se utilizara en el elemento de borde en las tablas “Flexural Design for P and M3-Tension Reinforcement” y “Flexural Design for P and M3-Compression Reinforcement”.

Diseño por cortante para placas

Para el acero transversal del alma y longitudinal se determina el cortante de diseño siguiendo los puntos 21.9.5.3 y 11.10 de la norma E.060 del R.N. E.

Cortante última según el punto 21.9.5.3

La fuerza cortante de diseño se determina mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

- V_{ua} : Cortante amplificado del análisis
- M_{ua} : Momento amplificado del análisis
- M_n : Momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados asociado a la carga P_u .

El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

Esta disposición podrá limitarse a la altura máxima entre la longitud del muro (l_m), $M_u/(4V_u)$ o la altura de los dos primeros pisos.

Diseño por cortante según el capítulo 11.10

Primer caso

Si:

$$V_u < 0.27 \times \sqrt{F'_c} \times A_{cw}$$

Donde:

- V_u : Fuerza cortante ultima

- $F'c$: Resistencia a compresión del concreto
- A_{cw} : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada ($L_m \times b_w$)

Entonces:

- $P_t=0.002$ (Cuantía transversal del alma)
- $P_l=0.0015$ (Cuantía longitudinal del alma)
- S = La distancia máxima de espaciamiento entre los aceros será la distancia mínima entre 40cm y 3 veces el espesor del alma del muro.

Segundo caso

Si:

$$0.27 \times \sqrt{F'c} \times A_{cw} < V_u < \phi V_c$$

Donde:

- V_u : Fuerza cortante ultima
- $F'c$: Resistencia a compresión del concreto
- A_{cw} : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada ($L_m \times b_w$)
- V_c : Resistencia a la cortante del concreto, expresión se encuentra en la fórmula 11-30 de la norma E.060

Entonces:

- $P_t=0.0025$ (Cuantía transversal del alma)
- P_l =Cuantía longitudinal del alma, expresión se encuentra en la fórmula 11-32 de la norma E.060
- S = La distancia máxima de espaciamiento entre los aceros será la distancia mínima entre 40cm y 3 veces el espesor del alma del muro.

Tercer caso

Si:

$$V_u > \phi V_c$$

Donde:

- V_u : Fuerza cortante ultima
- V_c : Resistencia a la cortante del concreto, fórmula se encuentra en la fórmula 11-30 de la norma E.060

Entonces:

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

$$P_t = \frac{V_s}{A_{cw} \times F_y}$$

- P_t =Cuantía transversal del alma
- P_l =Cuantía longitudinal del alma, expresión se encuentra en la fórmula 11-32 de la norma E.060
- S = La distancia máxima de espaciamiento entre los aceros será la distancia mínima entre 40cm y 3 veces el espesor del alma del muro.

Diseño por cortante en placas P2			
R	6.00		Coeficiente de Reducción
V_{ua}	39.98	tonf	Cortante del análisis amplificado
M_n	1,207.14	tonf.m	Momento nominal del diagrama de interacciones
M_{ua}	389.29	tonf.m	Momento ultimo del diagrama de interacciones
V_u	123.97	tonf	Cortante de diseño
ϕ	0.85		Norma E060
f'_c	280.00	kgf/cm ²	Resistencia a la compresión del C°A°
f_y	4,200.00	kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero
L_m	3.35	m	Longitud del muro de concreto
b_w	0.20	m	Espesor del Alma
h_w	2.60	m	Altura del muro de concreto armado
Altura de desarrollo	5.20	m	Altura de disposición de A_t y A_l

α_c	0.8						
$V_c = A_c w (\alpha_c \cdot \text{raiz}(f'_c))$	89.69 tonf						
$V_s = V_u / \Phi - V_c$	56.16 tonf						
TERCER CASO = $V_u > \Phi V_c$							
2 ϕ	3/8"	1.42 cm²					
St calculado	22.72 cm						
St diseño	20 cm						
Pt diseño	0.00284						
2 ϕ	3/8"	1.42 cm²					
Pl calculado	0.00279						
Sl calculado	20.34 cm						
Sl diseño	20 cm						
ϕ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Ilustración 48 Diseño por corte de P-2 (Elaboración propia)

Por otro lado se verifica el punto 11.10.4 de la norma E.060 del R.N.E., según se muestra en la siguiente expresión:

$$V_n \leq 2.6x\sqrt{F_c}xAcw$$

$$V_c + V_s \leq 2.65x\sqrt{280} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} x 10 x 3.35\text{m} x 0.20\text{m}$$

$$89.69 \text{ tonf} + 56.16 \text{ tonf} \leq 2.65x\sqrt{280} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} x 10 x 3.35\text{m} x 0.20\text{m}$$

$$145.85 \text{ tonf} \leq 297.10 \text{ tonf}$$

Cumple

Corroborando el acero transversal del alma con el programa se verifica la tabla “shear design” y se observa que de igual manera se necesita la cuantía de 0.0025. Para lo cual se obtiene un diseño de $\phi 3/8@20\text{cm}$ en dos filas, resultando como cuantía de diseño 0.00284 que se utiliza para determinar el acero longitudinal del alma.

Para el Acero longitudinal del alma usamos la fórmula 11-32 de la norma E.060 del R.N.E., con la que resulta una cuantía de 0.00279 resultando como diseño $\phi 3/8@20\text{cm}$ en dos filas, con cuantía de diseño de 0.00284.

Flexural Design for P and M3-Tension		
Station Location	Edge Length (cm)	Rebar Area (cm ²)
Left Top	50	14.73
Rigth Top	50	15.22
Left Bot	50	30.03
Rigth Bot	50	30.63

Flexural Design for P and M3-Compression		
Station Location	Edge Length (cm)	Rebar Area (cm ²)
Left Top	50	7.69
Rigth Top	50	6.19
Left Bot	50	40.74
Rigth Bot	50	38.96

Tabla 26 Acero de elemento de borde (Elaboración propia)

Shear Design	
Station Location	Rebar Area (cm ² /cm)
Top	0.0625
Bottom	0.0625

Tabla 27 Acero transversal del alma (Elaboración propia)

A continuación dibujamos la sección resultante para obtener los puntos del diagrama de interacción y colocamos los puntos últimos del reporte generados por el software.

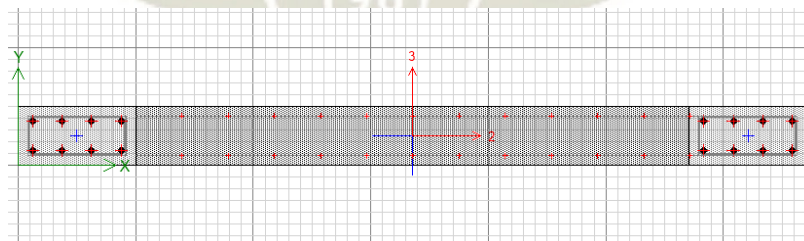


Ilustración 49 Sección de diseño de P-2 (Elaboración propia)

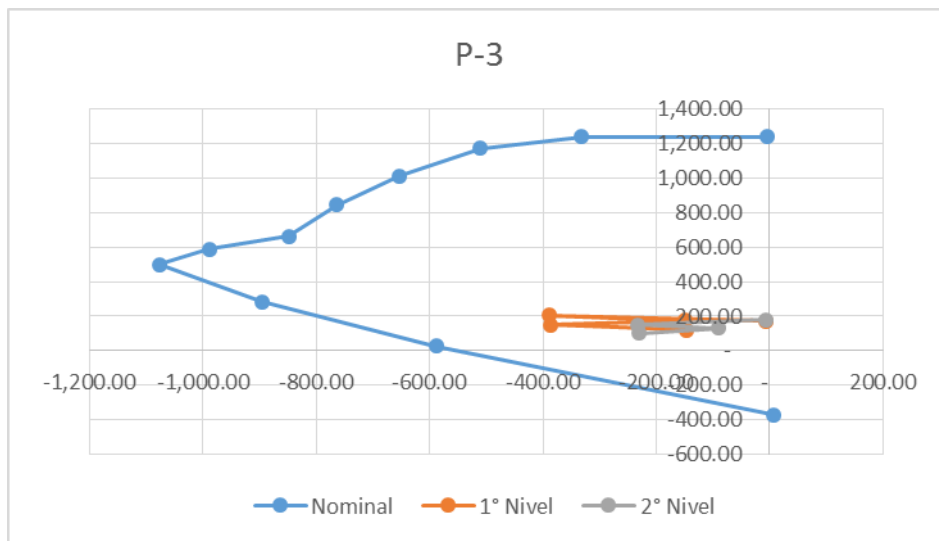


Ilustración 50 Diagrama de Interacción de P-2 con cargas ultimas del 1 y 2DO nivel (Elaboración propia)

Con Elementos de Borde		Ast Alma
1. Dimensiones de Elemento de Borde		ϕ 3/8" @20cm
F'c	280.00 kg/cm ²	
Fy	4,200.00 kg/cm ²	
lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor	50.00 cm	
bw (Alto de E.B.) dimensión menor	25.00 cm	
S maximo según norma ACI-14	15.24	
S (Separación entre Estribos)	8.00 cm	
ϕ (Diam. Estribo)	1/2"	
ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)	1"	
2. Area de acero necesaria		
Según ACI 14	5.04 cm ²	
3. Diseño de As trans. del elemento de Borde		
# de fila de acero paralelo a "hw"	4.00	
CUMPLE		

Tabla 28 Diseño del acero transversal del elemento de borde y del alma (Elaboración propia)

Se optimiza el acero longitudinal de los elementos de borde a lo largo todos los pisos. El diseño de las placas se muestra en el **ANEXO V**.

DISEÑO DE SUB-ESTRUCTURA

6.6. Platea de cimentación

Los aspectos más importantes del Estudio de Mecánica de Suelo del terreno vecino se encuentran en el ANEXO VI.

Valores de K30 en Kg/cm ³ por Rodríguez Ortiz		
Tipo Suelo	K30 min	K30 max
Arena fina de playa	1	1,5
Arena floja, seca o húmeda	1	3
Arena media, seca o húmeda	3	9
Arena compacta, seca o húmeda	9	20
Gravilla arenosa floja	4	8
Gravilla arenosa compacta	9	25
Grava arenosa floja	7	12
Grava arenosa compacta	12	30
Margas arcillosas	20	40
Rocas blandas o alteradas	30	500
Rocas sanas	800	30000
Arcilla (qu=1-2 kg/cm ²)	1,6	3,2
Arcilla (qu=2-4 kg/cm ²)	3,2	6,4
Arcilla (qu=>4 kg/cm ²)	>6,4	

Tabla 29 Valores de K30 en kg/cm³ (Rodríguez Ortiz-s.f.)

Por fines académicos de análisis y diseño se pretende deducir el coeficiente de balasto conforme a los datos del EMS y a tablas estándar que otorgan rangos conforme a la clasificación del suelo. Normalmente el coeficiente de balasto debe ser hallado y entregado por el geotécnico responsable del proyecto, sin embargo en este caso no se cuenta con ese dato.

Por lo tanto clasificando el suelo como una “arena media, seca o húmeda” y según el EMS se tiene una capacidad admisible de 3.39 kgf/cm² para una profundidad de desplante de 2.45 metros, entonces por temas prácticos el valor del coeficiente de balasto se considera igual al doble del esfuerzo admisible.

$$K30 = \sigma_{adm} \times 2$$

$$K30 = 3.39 \text{ kgf/cm}^2 \times 2$$

$$K30 = 6.78 \text{ kgf/cm}^3$$

Se realiza la idealización de la losa de cimentación en el ETABS 2016, dividiendo la losa de cimentación de acuerdo a la teoría de elementos finitos con el comando “Divide Shells” en cuadrados de 50cm x50cm. Luego se coloca en los apoyos de toda la losa de cimentación restricciones de translación en el eje “x” y “y”, para posteriormente colocar el coeficiente de balasto multiplicado por el área del cuadrado teniendo el siguiente valor:

$$K30 = 6.78 \text{ kgf/cm}^3 \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$K30 = 16950 \text{ kgf/cm}$$

Este coeficiente se idealiza en el software como si fuera un resorte, eso quiere decir que según la fuerza aplicada este tendrá una deformación proporcional, el coeficiente de balasto cambia de acuerdo a la clasificación del suelo y de sus características por lo que se debe solicitar el geotécnico. Por otro lado se debe tener cuidado al interpretar los resultados en el software ya que se debe considerar solo los resultados que están a compresión, ya que los resultados a tracción es en realidad como la cimentación se va separando del suelo, por lo tanto, no se generan esfuerzos en la cimentación en la parte de tracción, sin embargo en la idealización del suelo por medio de resortes a través del programa generan esfuerzos debido a tracción.

Se agrega la siguiente combinación por servicio según el punto 7.1 de la norma E.030 y 15.2.5 de la norma E.060 del R.N.E.:

$$\text{Servicio} = CM + CV + 0.80 CS$$

Y se realiza la verificación por esfuerzos admisibles con la fuerza mayor de las reacciones, se multiplica el esfuerzo admisible por el 30% adicional de este, según el punto 15.2.4 de la norma E.060 del R.N.E.:

Joint Reactions						
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX	FY	FZ
				tonf	tonf	tonf
Base	10	98	Servicio Max	4.16	34.74	10.91
Base	11	107	Servicio Max	62.49	35.63	10.35
Base	12	116	Servicio Max	4.01	3.86	10.89
Base	13	125	Servicio Max	62.33	-0.07	10.56

Tabla 30 Reacciones de losa de cimentación (Elaboración propia)

$$\sigma_{adm} \times 1.30 \text{ (Cuando se considera efectos de sismo)} > q \text{ servicio}$$

$$3.39 \text{ kgf/cm}^2 \times 1.30 > 10,910 \text{ kgf}/(50\text{cm} \times 50\text{cm})$$

$$4.41 \text{ kgf/cm}^2 > 4.36 \text{ kgf/cm}^2$$

Cumple

De acuerdo a los datos obtenidos del programa se realiza la verificación de punzonamiento en los elementos verticales P1, P2 y C1.

Según se muestran en las siguientes ilustraciones el peralte es de **45cm** para controlar el efecto de punzonamiento en la cimentación, el diseño del acero por flexión en las dos direcciones se muestra en el **ANEXO VII**.

CHEQUEO DE PUNZONAMIENTO P-1		
1.00 DATOS		
Análisis Estructural		
Pu	115.60 ton	Carga última de software
Propiedades del material		
f'c	280.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Concreto
fy	4200.00 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
φv	0.85	Coefficiente a corte
φb	0.9	Coefficiente a flexión
2.00 DIMENSIONAMIENTO DE PERALTE		
a	180.00 cm	Dimensión Larga
b	25.00 cm	Dimensión Corta
qu	29.36 ton/m ²	Carga última x m ² en zapata
Dimensionamiento por punzonamiento		
β	2.00	Relación entre dimensiones de columna
m	202.50 cm	Longitud mayor de sección crítica
n	47.50 cm	Longitud menor de sección crítica
bo	500.00 cm	Perímetro de la sección crítica
F min	0.55	Factor mínimo que afecta al "Vc" ACI-11.3
A	343.49	Factores de formula cuadratica
B	382.18	Factores de formula cuadratica
C	-102.39	Factores de formula cuadratica
hz min	29.82 cm	Peralte Recomendado
φVc	88.35 ton	Resistencia a punzonamiento
Pu-qu.m.n	87.36 ton	Fuerza Ultima de Punzonamiento
hz diseño	30.00 cm	Peralte de zapata mínimo
dz diseño	22.50 cm BIEN	Peralte efectivo mínimo
Software		

Ilustración 51 Chequeo de punzonamiento para P-1 (Elaboración propia)

CHEQUEO DE PUNZONAMIENTO P-2		
1.00 DATOS		
Análisis Estructural		
Pu	211.76 ton	Carga última de software
Propiedades del material		
f'c	280.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Concreto
fy	4200.00 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
φv	0.85	Coefficiente a corte
φb	0.9	Coefficiente a flexión
2.00 DIMENSIONAMIENTO DE PERALTE		
a	335.00 cm	Dimensión Larga
b	25.00 cm	Dimensión Corta
qu	15.28 ton/m ²	Carga última x m ² en zapata
Dimensionamiento por punzonamiento		
β	2.00	Relación entre dimensiones de columna
m	367.50 cm	Longitud mayor de sección crítica
n	57.50 cm	Longitud menor de sección crítica
bo	850.00 cm	Perímetro de la sección crítica
F min	0.55	Factor mínimo que afecta al "Vc" ACI-11.3
A	328.37	Factores de formula cuadratica
B	618.58	Factores de formula cuadratica
C	-198.96	Factores de formula cuadratica
hz min	35.50 cm	Peralte Recomendado
φVc	216.23 ton	Resistencia a punzonamiento
Pu-qu.m.n	179.47 ton	Fuerza Ultima de Punzonamiento
hz diseño	40.00 cm	Peralte de zapata mínimo
dz diseño	32.50 cm BIEN	Peralte efectivo mínimo
Software		

Ilustración 52 Chequeo de punzonamiento para P-2 (Elaboración propia)

CHEQUEO DE PUNZONAMIENTO C-1		
1.00 DATOS		
Análisis Estructural		
Pu	124.59 ton	Carga última de software
Propiedades del material		
f'c	280.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Concreto
fy	4200.00 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
φv	0.85	Coefficiente a corte
φb	0.9	Coefficiente a flexión
2.00 DIMENSIONAMIENTO DE PERALTE		
a	70.00 cm	Dimensión Larga
b	30.00 cm	Dimensión Corta
qu	26.92 ton/m ²	Carga última x m ² en zapata
Dimensionamiento por punzonamiento		
β	1.59	Relación entre dimensiones de columna
m	107.50 cm	Longitud mayor de sección crítica
n	67.50 cm	Longitud menor de sección crítica
bo	350.00 cm	Perímetro de la sección crítica
F min	0.57	Factor mínimo que afecta al "Vc" ACI-11.3
A	350.60	Factores de formula cuadratica
B	188.76	Factores de formula cuadratica
C	-118.94	Factores de formula cuadratica
hz min	44.74 cm	Peralte Recomendado
φVc	106.21 ton	Resistencia a punzonamiento
Pu-qu.m.n	105.06 ton	Fuerza Ultima de Punzonamiento
hz diseño	45.00 cm	Peralte de zapata mínimo
dz diseño	37.50 cm BIEN	Peralte efectivo mínimo
Software		

Ilustración 53 Chequeo de punzonamiento para C-1 en los ejes 2 y 7 (Elaboración propia)

A continuación, se muestra el diagrama de momentos flectores, diagramas de fuerzas cortantes de la envolvente y diseño por flexión de los ejes 4 y 5 en la losa de cimentación.

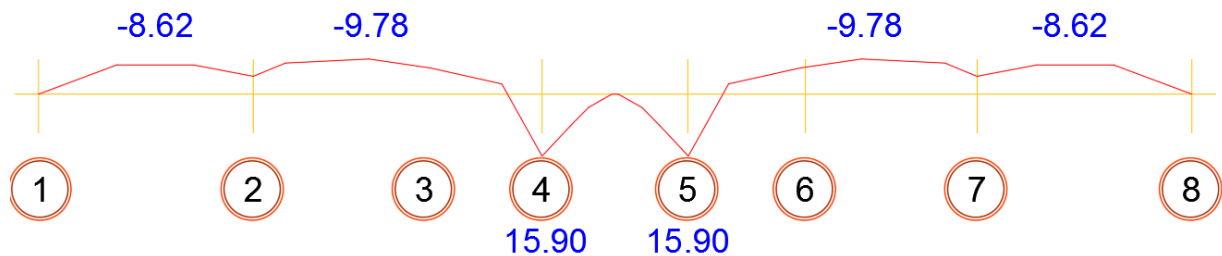


Ilustración 54 Diagrama de momentos flectores de losa de cimentación en tonf.m (Elaboración propia)

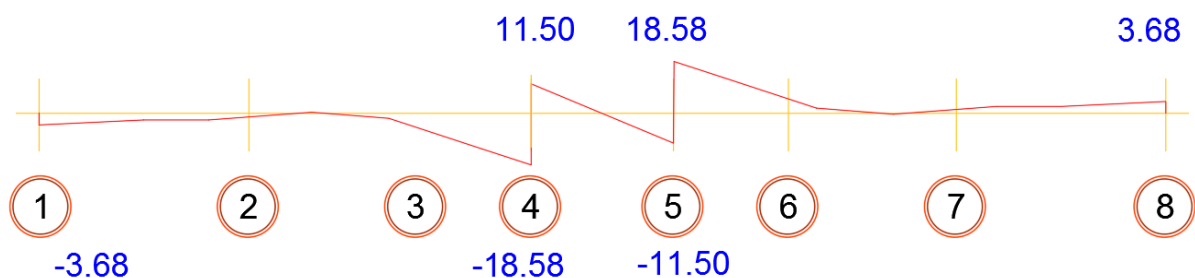


Ilustración 55 Diagrama de fuerzas cortantes de losa de cimentación en tonf (Elaboración propia)

Momento "+" en el eje 4 y 5 con longitud de 90 cm hacia el eje 3																																			
Según Norma E.060				Según ACI 318S-14																															
1.0 Datos del material				1.0 Datos del material																															
f'c	280.00	kg/cm2		f'c	280.00	kg/cm2																													
fy	4,200.00	kg/cm2		fy	4,200.00	kg/cm2																													
3.0 Datos de geometría				3.0 Datos de geometría																															
b	100.00	cm		b	100.00	cm																													
h	45.00	cm		h	45.00	cm																													
d	37.50	cm		d	42.00	cm																													
3.0 Momento Actuante				3.0 Momento Actuante																															
Mu - Inferior	15.90	ton-m		Mu	15.90	ton-m																													
4.0 Diseño				4.0 Diseño																															
As - Inferior	11.53	cm2		As	10.24	cm2																													
As min	6.75	cm2		As min	14.00	cm2																													
As max	79.69	cm2		ρ	0.00																														
ρ	0.00			a	1.81	cm																													
5.0 Verificación				5.0 Verificación																															
β1	0.85			β1	0.85																														
ρb	0.03			c	2.12	cm																													
ρmax	0.02125	Cumple		c/d	0.05	Controlado tensión																													
ρmin	0.00180	Cumple		5.0 Cuantías																															
<table border="1"> <tr> <td>4 φ por vigueta SUPERIOR</td> <td>5/8"</td> <td>8.00</td> <td>cm2</td> </tr> <tr> <td>4 φ por vigueta INFERIOR</td> <td>3/4"</td> <td>11.36</td> <td>cm2</td> </tr> <tr> <td>0 φ por vigueta</td> <td>5/8"</td> <td>-</td> <td>cm2</td> </tr> <tr> <td>Cuantia Cumple</td> <td></td> <td>19.36</td> <td>cm2</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>BIEN</td> <td></td> </tr> <tr> <td>SUPERIOR</td> <td>5/8"</td> <td>@</td> <td>25.00 cm</td> </tr> <tr> <td>INFERIOR</td> <td>3/4"</td> <td>@</td> <td>25.00 cm</td> </tr> </table>				4 φ por vigueta SUPERIOR	5/8"	8.00	cm2	4 φ por vigueta INFERIOR	3/4"	11.36	cm2	0 φ por vigueta	5/8"	-	cm2	Cuantia Cumple		19.36	cm2			BIEN		SUPERIOR	5/8"	@	25.00 cm	INFERIOR	3/4"	@	25.00 cm	ρmin	0.00	Cuantia minima	
				4 φ por vigueta SUPERIOR	5/8"	8.00	cm2																												
				4 φ por vigueta INFERIOR	3/4"	11.36	cm2																												
0 φ por vigueta	5/8"	-	cm2																																
Cuantia Cumple		19.36	cm2																																
		BIEN																																	
SUPERIOR	5/8"	@	25.00 cm																																
INFERIOR	3/4"	@	25.00 cm																																
				ρmax	0.02	Cumple																													
				ρb	0.03	(Sale a partir del ACI)																													
				∅	0.90	(Sale a partir del ACI)																													
				Mr	15.90	ton-m																													
				$\phi = 0.224 + 0.426 \frac{\rho_b}{\rho}$																															
φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"																												
Area (cm2)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06																												
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49																												

Ilustración 56 Diseño por flexión de los ejes 4 y 5 en la losa de cimentación (Elaboración propia)

6.7. Muro de contención de cisterna

Ya que el proyecto se encuentra en una etapa de anteproyecto donde solo se ha aprobado la arquitectura, el proyecto no cuenta con la ingeniería final de la cisterna. Por lo tanto, para el análisis de los muros de contención de la cisterna se considera una profundidad hasta el fondo de cimentación de 2.45 metros con dimensiones internas de 4.05 metros y 5.35 metros albergando 25 m³ para agua de consumo. Se procede a realizar el diseño considerando las condiciones externas del agua y del suelo superponiéndose y sumándose entre sí para así poder determinar la predominante al momento del diseño. Para tales efectos se considera las siguientes combinaciones según los puntos 9.2.5 y 9.2.6 de la norma E.060 del R.N.E.:

Para suelo:

$$U = 1.40 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ CE}$$

$$U = 0.90 \text{ CM} + 1.7 \text{ CE}$$

Para efectos de líquido:

$$U = 1.40 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ CL}$$

Para los empujes producidos por el agua consideramos que el agua tiene un borde libre de 60 cm. Por lo tanto, está lleno a una de 1.15 metros, para determinar la presión ejercida por el agua se utiliza la siguiente fórmula:

$$E_{\text{liquido}} = \gamma_{\text{agua}} \times H$$

$$E_{\text{liquido}} = 1 \text{ ton/m}^3 \times 1.15 \text{ m}$$

$$E_{\text{liquido}} = 1.15 \text{ ton/m}^2$$

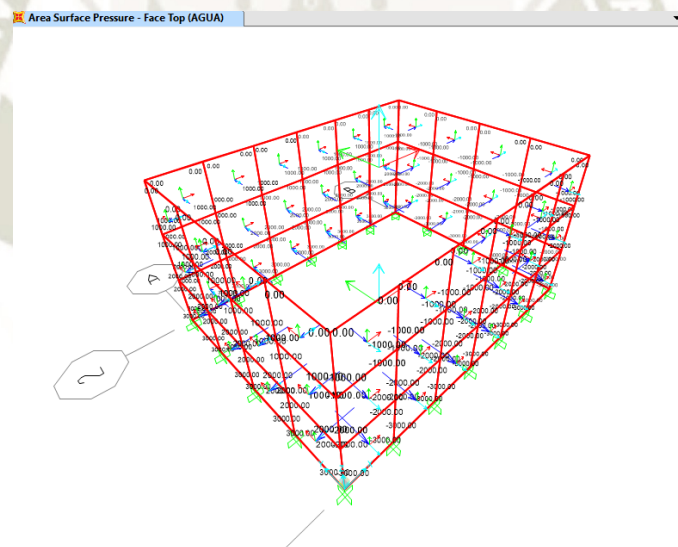


Ilustración 57 Efectos del agua (Elaboración propia)

Para los empujes tenemos en cuenta el resumen del EMS, y utilizamos la fórmula del empuje activo para arenas según Rankine:

$$E_{\text{suelo}} = \gamma_{\text{suelo}} \times H \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2$$

$$E_{\text{suelo}} = 1.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1.95 \text{ m} \times \tan\left(45 - \frac{35.96}{2}\right)^2$$

$$E_{\text{suelo}} = 0.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

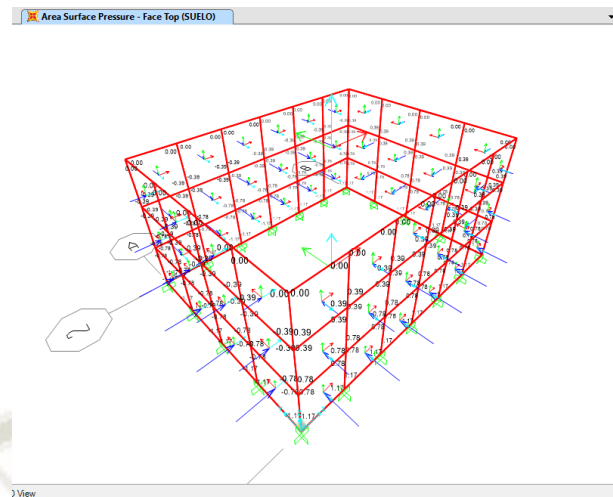


Ilustración 58 Efectos del suelo (Elaboración propia)

El efecto del agua es el que produce los mayores esfuerzos. Sin embargo, el acero de diseño es el acero mínimo longitudinal y transversal de las caras superiores e inferiores teniendo el valor de 1.95 tonf.m como momento resistente, habiendo corroborado con los momentos flectores se concluye que para el diseño se utiliza la cuantía mínima para el acero longitudinal y transversal.

$$As_{min} = \rho_{min} \times b \times h$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100cm \times 20cm = \frac{3.6 \text{ cm}^2/\text{metro}}{1 \times 0.71 \text{ cm}^2}$$

Φ 3/8" @ 20cm en dos filas

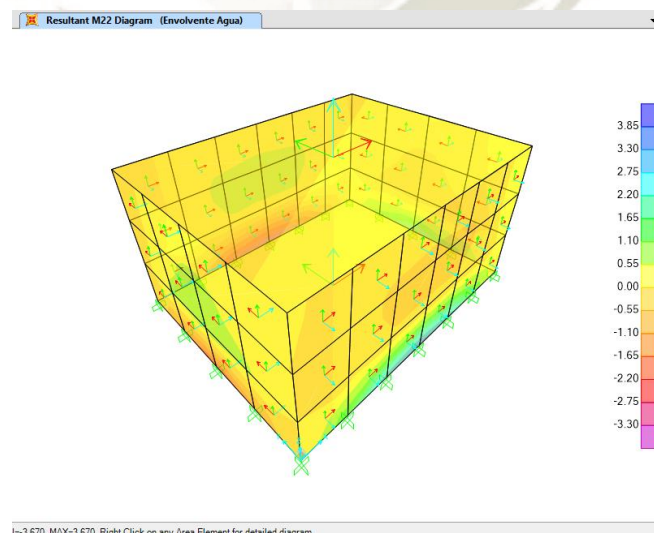


Ilustración 59 Esfuerzos por flexión del M22 de los efectos del agua (Elaboración propia)

En el **ANEXO VIII** se encuentra los planos estructurales correspondientes al diseño estructural.

6.8. Diseño de nudos

Para determinar la cortante última en el nudo se considera el punto 21.7.4 de la norma E.060.

La resistencia V_n en el nudo no debe ser mayor que:

$$V_n < \alpha x \sqrt{F'c} x A_j$$

Donde:

- α : para nudos confinados en las cuatro caras $\alpha=1.7$, para nudos confinados en tres caras o dos caras opuestas $\alpha=1.2$ y para otros casos $\alpha=1.0$.
- A_j : Área efectiva de la sección transversal dentro del nudo en la dirección del análisis
- $F'c$: Resistencia a compresión del concreto

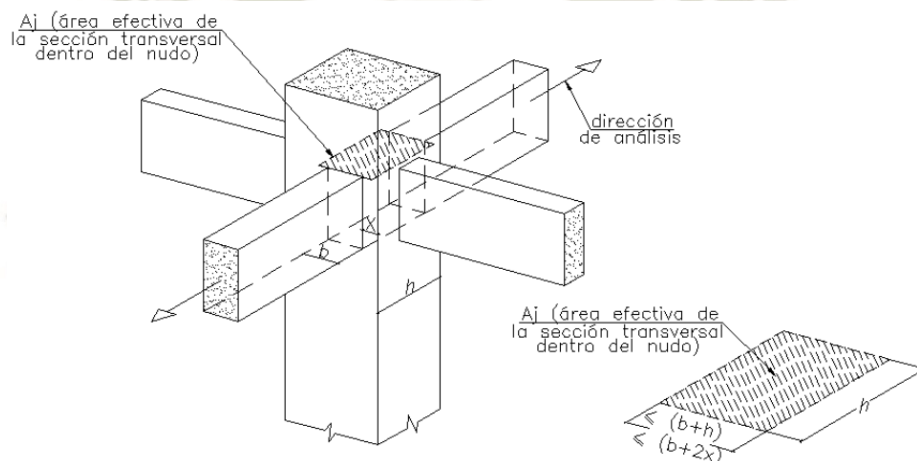
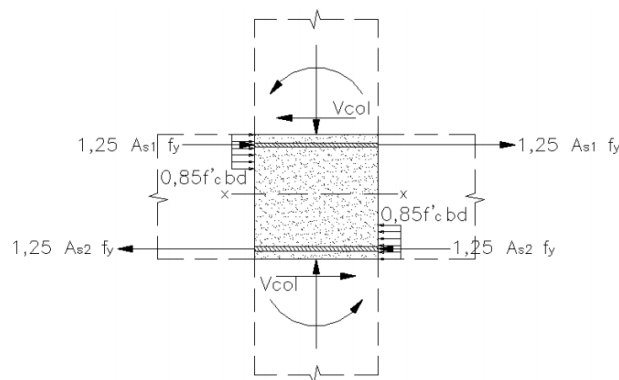


Ilustración 60 Área efectiva en el nudo (Figura 21.7.4.1 de la norma E.060)

El cortante en el nudo se calcula conforme a la siguiente expresión:



$$V_u \text{ en el plano } xx = 1,25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Ilustración 61 Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo (Figura 21.7.4.3 de la norma E.060)

Una vez que se ha determinado la cortante última para nudos, se realiza el diseño por cortante con los mismos procedimientos usados en el diseño por cortante de vigas y columnas.

Confinamiento viga-columna			
Vu	5.85	tonf	Cortante Último del Análisis
Φ	0.85		Norma E060
Vn	6.88	tonf	Cortante Nominal
F'c	280.00	kg/cm2	Resistencia a compresión del concreto
Fy	4,200.00	kg/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero
Sentido 1			
bw Columna	30.00	cm	Ancho de columna
bw Viga	25.00	cm	Ancho de viga en sentido 1
Aj	750.00		
Sentido 2			
h Columna	70.00	cm	Peralte de columna
bw Viga	30.00	cm	Ancho de viga en sentido 2
Aj	2,100.00		
Nudos Confinados a 03 caras ó dos caras opuestas			
	1.2		
	42.17	tonf	
BIEN			
			Punto 21.7.4.1 de la norma E060
Sentido 1			
Aviga superior en nudo		10.20	cm2
Aviga inferior en nudo		10.20	cm2
Vu	1.47		tonf
Vua	105.63		tonf
Sentido 2			
Aviga superior en nudo		11.68	cm2
Aviga inferior en nudo		4.00	cm2
Vu	1.47		tonf
Vua	80.85		tonf
2DO nivel			
			CASOS PARA CORTANTES
Según Norma E.060			
1.0 Datos del Material			
f'c	280.00	kg/cm2	
fy	4,200.00	kg/cm2	
φ	0.85	E060	
Diam Estribo	3/8"		
Diam de Varilla Longitudinal	1.00	Pulgadas	
2.0 Datos de la geometría			
bw	30.00	cm	
h	70.00	cm	
d	63.78	cm	
3.0 Análisis Estructural			
Vu	105.63	ton	Cortante ultimo

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c/2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mín

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:
 - a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm
 - b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 - $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm
- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 - Cambiar la sección
 - Mejorar la calidad del concreto.

4.0 Diseño																									
Vc y Vs																									
$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	14.42	ton	Cortante resistente del concreto																						
$\phi V_s = V_u - \phi V_c$	91.21	ton	Cortante resistente del acero																						
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	124.27	ton	Cortante nominal																						
Primer caso y segundo																									
$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	14.42	ton	Intervalo del 1 y 2 caso																						
$\phi V_c / 2$	7.21	ton	Intervalo del 1 y 2 caso																						
PASAR A LOS SGTES CASOS S cal			S min cm2																						
Tercer caso y cuarto caso																									
$2\phi V_c = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	28.85	ton	$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$																						
$4\phi V_c = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	57.69	ton																							
S cal		3.54	S min cm2																						
5.0 Resultados																									
S maximo	15.00	cm	Capitulo 21.5.3.2 de norma E060																						
S diseño	3.54	cm	Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante																						
Diseño	3.00	cm																							
Diametro	cm	cm2	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">V_s</th> <th rowspan="2">s máximo, mm</th> <th colspan="2">s máximo, mm</th> </tr> <tr> <th>Viga no preesforzada</th> <th>Viga preesforzada</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ ([f'c]=MPa)</td> <td>El menor de:</td> <td>a/2</td> <td>3h/4</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td colspan="2" style="text-align: center;">600</td> </tr> <tr> <td>$> 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ ([f'c]=MPa)</td> <td>El menor de:</td> <td>a/4</td> <td>3h/8</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td colspan="2" style="text-align: center;">300</td> </tr> </tbody> </table>	V_s	s máximo, mm	s máximo, mm		Viga no preesforzada	Viga preesforzada	$\leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	a/2	3h/4			600		$> 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	a/4	3h/8			300	
V_s	s máximo, mm	s máximo, mm																							
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada																						
$\leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	a/2	3h/4																						
		600																							
$> 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	a/4	3h/8																						
		300																							
1/4"	0.64	0.32																							
8mm	0.80	0.50																							
3/8"	0.95	0.71																							
1/2"	1.27	1.29																							

Ilustración 62 Diseño por corte para nudos (Elaboración propia)

CAPÍTULO 7. PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

7.1. Presupuesto

7.1.1 Metrado del edificio

El Metrado de la presente tesis se encuentra en el **ANEXO IX** según los planos estructurales desarrollados en el **ANEXO VIII**. En la siguiente tabla se muestra el resumen de las partidas predominantes del proyecto que implican más del 80% del presupuesto estructural.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO
Edificio Multifamiliar en Urb. El ensueño		
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	3,400.85
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	8,334.00
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	83,966.99
Concreto premezclado $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	462.17
Desencofrado	M2	3,400.85

Tabla 31 Metrados de las partidas predominantes del proyecto (Elaboración propia)

7.1.2 Análisis de precios unitarios

Los precios unitarios de las partidas de la EDT (Estructura de desglose de trabajo) se observan en el **ANEXO X**. A continuación se muestra el análisis e interpretación de las partidas predominantes en el presupuesto.

1. **Habilitación y colocación de encofrado caravista**

- Precio unitario : 55.47 soles/m²
- Rendimiento : 13 m²/día
- Cuadrilla : 0.1 Capataz, 01 Operario, 01 Oficial
- Insumos : Alambre negro N°8, clavos para madera con cabeza, desmoldador para encofrado, madera tornillo para encofrados incluye corte, triplay lupuna 4 X 8 X 19 mm.
- Equipos y herramientas: : Herramientas manuales (5% de la mano de obra)

La mano de obra es el 44%, los insumos son el 53%, y los equipos y herramientas son 2% de precio unitario. El insumo predominante es la “madera tornillo para encofrados incluye corte” que implica el 41 % del precio unitario. El flete de los insumos está considerado dentro de la partida “movilización y desmovilización de equipos”.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Encofrado para elementos verticales: Primero se acondiciona el encofrado caravista de acuerdo a las dimensiones de los elementos verticales dependiendo si se utilizara paneles fenólicos o encofrado metálico, para posteriormente realizar la aplicación del desmoldante.

Una vez que se vaya a realizar la colocación del encofrado caravista el piso debe estar limpio para evitar escape del concreto en el momento del vaciado e inclinaciones del encofrado por el peso y presión del concreto, luego se aploma bien el encofrado si fuera necesario se utiliza un equipo topográfico para asegurar la verticalidad. Las planchas intermedias se unen entre sí con pernos y los elementos que se encuentran en el límite de propiedad donde existen construcciones vecinas se apuntalan con puntales metálicos.

Encofrado para elementos horizontales: Se colocan los puntales metálicos debajo de las soleras que van en sentido perpendicular al sentido del aligerado, para posteriormente colocar tablas de 1 ½” de espesor y 8” de ancho en el sentido del aligerado sosteniéndose en las soleras. Posteriormente se realiza el encofrado de las vigas chatas y peraltadas.

2. Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x15cm

- Precio unitario : 5.52 soles/unidad
- Rendimiento : 300 unidades/día
- Cuadrilla : 0.1 Capataz, 05 Peones, 01 Operador de equipos liviano
- Insumos : Ladrillo para techo 8H de 30x30x15cm
- Equipos y herramientas : Herramientas manuales (5% de la mano de obra) y winche

La mano de obra es el 52%, los insumos son el 39%, y los equipos y herramientas son 9% de precio unitario. El personal predominante de la cuadrilla son “peones” que implican el 37 % del precio unitario. El flete del insumo está considerado dentro del precio del mismo insumo.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Llega el camión con el insumo de ladrillo de techo para que 03 peones lo descarguen y lleven hacia el winche para que el operador de equipo liviano suba el material, mientras

va llegando el ladrillo de techo otros 02 peones realizan la colocación del ladrillo de techo en el lugar indicado.

3. **Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$**

- Precio unitario : 4.35 soles/kg
- Rendimiento : 250 kg/día
- Cuadrilla : 0.1 Capataz, 01 Operario, 01 Oficial
- Insumos : Alambre negro recocido N°16, acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$, disco de corte
- Equipos y herramientas : Herramientas manuales (5% de la mano de obra), cizalla eléctrica de fierro, dobladora de fierro.

La mano de obra es el 29%, los insumos son el 63%, y los equipos y herramientas son 8% de precio unitario. El insumo predominante es el “acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ ” que implica el 59 % del precio unitario. El flete del insumo está considerado dentro del precio del mismo insumo.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Llega el camión con el insumo de acero corrugado dejándolo a pie de obra por medio de su grúa, para que posteriormente el personal de la obra realice el acarreo del material ubicándolo cerca de la zona de corte del fierro que debe estar alado del banco de dobladura y habilitación del acero. Para la habilitación y colocación de los estribos se toma en consideración las distancias, diámetro y especificaciones técnicas de los planos estructurales para posteriormente amarrarlo al acero longitudinal con el alambre recocido N° 16 alternando la posición de los ganchos mientras se va colocando cada estribo.

4. **Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$**

- Precio unitario : 326.49 soles/m³
- Rendimiento : 30 m³/día
- Cuadrilla : 0.1 Capataz, 02 Oficial, 02 Peones
- Insumos : Concreto premezclado 280 kg/cm²
- Equipos y herramientas : Herramientas manuales (5% de la mano de obra), vibradora de concreto de 4HP

La mano de obra es el 5%, los insumos son el 94%, y los equipos y herramientas son 0.27% de precio unitario.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Llega el camión mezcladora y la bomba telescópica realiza la limpieza de la bomba succionando una bola de tecnopor con un desmoldante. En el momento del vaciado 01 peón sostiene la manguera por donde sale el concreto, 01 oficial se encarga de realizar el vibrado de concreto para evitar cangrejeras asegurando que no pase de un minuto, el otro peón va lampeando esparciendo el concreto para que el otro oficial realice el reglado del piso.

5. Desencofrado

- Precio unitario : 7.28 soles/m²
- Rendimiento : 40 m²/día
- Cuadrilla : 0.1 Capataz, 01 Oficial, 01 Peones
- Equipos y herramientas : Herramientas manuales (5% de la mano de obra)

La mano de obra es el 95%, y los equipos y herramientas son 0.05% de precio unitario.

7.1.3 Presupuesto

El presupuesto de estructuras se encuentra en el **ANEXO XI**. A continuación se muestran la tabla resumen de partidas predominantes que implican más del 80% del presupuesto estructural.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	P.U.	SUBTOTAL
Edificio Multifamiliar en Urb. El ensueño				800,515.43
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	3,400.85	55.47	188,644.94
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	8,334.00	5.52	46,003.68
Habilitación y colocación de acero corrugado fy= 4200 kg/cm ²	KG	83,966.99	4.35	365,256.41
Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm ² con acelerante a 3 días	M3	462.17	380.49	175,852.24
Desencofrado	M2	3,400.85	7.28	24,758.16

Tabla 32 Presupuesto de las partidas predominantes del proyecto (Elaboración propia)

7.2. Programación de obra

La programación de obra de las estructuras se encuentra en el **ANEXO XII**. A continuación, se muestra el análisis de acuerdo a los rendimientos y el número de cuadrillas para determinar la duración en días.

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	CUADRILLA	RENDIMIENTO	# CUADRILLAS	DIAS
Edificio Multifamiliar en Urb. El ensueño							
Construcción							
OBRAS PROVISIONALES							
	Cerco perimetrico de obra	ML	62.00	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	30.00	1.00	2.00
	Movilización y demovilización de equipo	GLB	1.00				2.00
	Cartel de obra	M2	2.00	1 Peón	4.00	1.00	1.00
	Vestidores SS.HH. Para obreros	M2	5.06	0.1 capataz + 5 Peón	7.00	1.00	1.00
	Oficina, almacenes y comedores de obra	M2	37.93	0.1 capataz + 4.5 Peón	7.00	1.00	5.00
OBRAS PRELIMINARES							
	Limpieza de terreno manual	M2	184.00	0.1 Operario + 1 Peón	40.00	5.00	1.00
	Trazo y replanteo topografico	M2	184.00	1 Operario Topografico + 2 Peón	200.00	1.00	1.00
	Trazo y replanteo topografico durante la ejecución de la obra	GLB	7.00	1 Operario Topografico + 2 Peón			8.00
	Equipos de protección individual	GLB	1.00				1.00
	Equipos de protección para visitantes	GLB	1.00				1.00
ESTRUCTURAS							
Movimiento de tierras							
	Excavaciones masivas c/retroexcavadora	M3	424.32	0.25 capataz + 4 Operario + 2 Peón	200.00	1.00	2.00
	Eliminación de mat. En volquete de 15 m3 DM = 5km carguio con re	M3	140.03	0.25 capataz + 1 Operario de equipo liviano + 2 Peón	300.00	1.00	1.00
	Excavación manual para perfilado de la cimentación	M3	42.43	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	10.00	2.00	2.00
	Relleno comp. c/compactadora 4hp. Mat. Propio, c/agua al 95%	M3	326.72	0.25 capataz + 1 Operario de equipo liviano + 2 Peón	18.00	4.00	5.00
	Excavación de la cimentación de elementos no estructurales	M3	5.19	1 Peón	5.00	1.00	1.00
Cisterna o Sotano							
Cimentación y muros de contención							
	Excavación manual para perfilado de la cimentación	M3	4.99	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	10.00	1.00	1.00
	Habilitacion y colocacion de acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	KG	1,061.96	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	3.00	1.00
	Habilitacion y colocacion de encofrado caravista	M2	81.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	1.00
	Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	M3	8.16	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
	Desencofrado	M2	81.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Techo de cisterna o sotano							
	Habilitacion y colocacion de encofrado caravista	M2	25.59	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	2.00
	Habilitacion y colocacion de acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	KG	426.73	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	2.00
	Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con acelerante a 3 dias	M3	5.12	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
	Desencofrado	M2	25.59	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Primer Piso							
Cimentación							
	Solado C.H. 1:12 e=2"	M2	166.40	0.1 capataz + 2 Operario + 8 Peón + 1 Operador de equipos liviano	120.00	1.00	1.00
	Habilitacion y colocacion de acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	KG	7,823.39	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	10.00	3.00
	Habilitacion y colocacion de encofrado caravista	M2	213.44	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	16.00
	Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	M3	90.17	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	3.00
	Desencofrado	M2	213.44	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	5.00
Placas							
	Habilitacion y colocacion de acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	KG	9,941.52	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	10.00	4.00
	Habilitacion y colocacion de encofrado caravista	M2	225.15	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	10.00	2.00
	Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	M3	26.01	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
	Desencofrado	M2	225.15	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	4.00	1.00
Columnas							
	Habilitacion y colocacion de acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	KG	1,702.11	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	3.00	2.00
	Habilitacion y colocacion de encofrado caravista	M2	76.00	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	3.00	2.00
	Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	M3	7.98	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
	Desencofrado	M2	76.00	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00	1.00

Tabla 33 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)

Escaleras							
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	1.00	
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	9.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	1.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$	M3	4.97	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	9.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00	
Losa aligerada unidireccional h=20cm							
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00	
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	1,100.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	3.00	1.00	
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	778.13	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.50	2.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	11.54	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00	
Vigas							
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	1.00	
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	2,198.08	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00	2.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	10.93	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00	1.00	
Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	192.87	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	4.00	5.00	
Segundo Piso							
Placas							
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	5,254.79	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	5.00	4.00	
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$	M3	13.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00	
Columnas							
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	913.42	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00	2.00	
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	2.00	2.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$	M3	4.37	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00	
Escaleras							
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	1.00	
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	1.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$	M3	2.81	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00	
Losa aligerada unidireccional h=20cm							
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00	
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	1,100.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	4.00	1.00	
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	778.13	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00	2.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	11.54	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00	
Vigas							
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	1.00	
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	2,290.37	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	5.00	2.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	10.93	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00	1.00	
Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	209.35	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	5.00	4.00	
Tercer Piso							
Placas							
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	4,330.24	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00	4.00	
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00	
Concreto premezclado $F'c= 280 \text{ kg/cm}^2$	M3	13.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00	
Desencofrado	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00	

Tabla 34 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)

	Columnas					
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	913.42	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00 2.00
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	2.00 2.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$	M3	4.37	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00 1.00
	Escaleras					
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00 1.00
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00 1.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$	M3	2.81	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00 1.00
	Losa aligerada unidireccional h=20cm					
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00 2.00
	Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	1,100.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	4.00 1.00
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	778.13	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00 2.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	11.54	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00 1.00
	Vigas					
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00 1.00
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	2,290.37	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	5.00 2.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	10.93	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00 1.00
	Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	209.35	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	5.00 4.00
	Cuarto Piso					
	Placas					
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	4,330.24	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00 4.00
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00 2.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$	M3	13.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00 1.00
	Columnas					
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	913.42	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00 2.00
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	2.00 2.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$	M3	4.37	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00 1.00
	Escaleras					
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00 1.00
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00 1.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$	M3	2.81	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00 1.00
	Losa aligerada unidireccional h=20cm					
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00 2.00
	Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	1,100.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	4.00 1.00
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	778.13	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00 2.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	11.54	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00 1.00
	Vigas					
	Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00 1.00
	Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	2,269.06	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	5.00 2.00
	Concreto premezclado $F'c=280\text{ kg/cm}^2$ con acelerante a 3 días	M3	10.93	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00 1.00
	Desencofrado	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00 1.00
	Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	209.35	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	5.00 4.00

Tabla 35 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)

Quinto Piso						
Placas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	4,330.24	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00	4.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	13.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Columnas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	913.42	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00	2.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	2.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	4.37	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Escaleras						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	1.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	1.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	2.81	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Losa aligerada unidireccional h=20cm						
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	1,100.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	4.00	1.00
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	778.13	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ² con acelerante a 3 días	M3	11.54	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	131.89	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Vigas						
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	1.00
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,269.06	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	5.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ² con acelerante a 3 días	M3	10.93	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	66.67	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00	1.00
Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	209.35	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	5.00	4.00
Sexto Piso						
Placas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	3,978.28	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00	4.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	13.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Columnas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	913.42	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00	2.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	2.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	4.37	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Escaleras						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	1.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	1.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	2.81	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Losa aligerada unidireccional h=20cm						
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	115.89	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	4.00	2.00
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	966.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	3.00	1.00
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	696.15	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ² con acelerante a 3 días	M3	10.14	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	115.89	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00

Tabla 36 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)

Vigas						
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	70.33	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	1.00
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,358.71	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	5.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ² con acelerante a 3 días	M3	11.50	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	70.33	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00	1.00
Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	196.04	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	5.00	4.00
Septimo Piso						
Placas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	3,978.28	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00	4.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	13.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Columnas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	913.42	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00	2.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	2.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	4.37	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Escaleras						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	1.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	1.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	2.81	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Losa aligerada unidireccional h=20cm						
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	115.89	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	4.00	2.00
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	966.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	3.00	1.00
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	696.15	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ² con acelerante a 3 días	M3	10.14	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	115.89	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Vigas						
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	70.33	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	1.00
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	2,358.71	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	5.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ² con acelerante a 3 días	M3	11.50	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	70.33	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00	1.00
Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	228.28	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	6.00	4.00
Octavo Piso						
Placas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	3,978.28	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00	4.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	13.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	128.84	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Columnas						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	913.42	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	2.00	2.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	2.00	2.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	4.37	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	41.60	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00
Escaleras						
Habilitación y colocación de acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm ²	KG	283.55	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	1.00
Habilitación y colocación de encofrado caravista	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	1.00	1.00
Concreto premezclado $F'c=280$ kg/cm ²	M3	2.81	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	5.66	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	1.00	1.00

Tabla 37 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)

Losa aligerada unidireccional h=20cm						
Habilitacion y colocacion de encofrado caravista	M2	108.13	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	4.00	2.00
Acarreo y colocación de ladrillo hueco de 30x30x20cm	UNIDAD	902.00	0.1 capataz + 5 Peón + 1 Operador de equipo liviano	300.00	3.00	1.00
Habilitacion y colocacion de acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	KG	725.28	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	1.00	2.00
Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con acelerante a 3 dias	M3	9.46	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	108.13	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	3.00	1.00
Vigas						
Habilitacion y colocacion de encofrado caravista	M2	63.33	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	13.00	5.00	1.00
Habilitacion y colocacion de acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	KG	2,125.97	0.1 capataz + 1 Operario + 1 Oficial	250.00	4.00	2.00
Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con acelerante a 3 dias	M3	10.27	0.1 capataz + 2 Oficial + 2 Peón	30.00	1.00	1.00
Desencofrado	M2	63.33	0.1 capataz + 1 Oficial + 1 Peón	40.00	2.00	1.00
Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	M2	257.14	0.1 capataz + 1 Operario + 0.5 Peón	10.00	6.00	4.00

Tabla 38 Determinación de la duración de días (Elaboración propia)



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- La hipótesis se cumple corroborando que la construcción de estructuras es más económica en un departamento que la de una casa de un piso en una zona rural incluyendo el costo del terreno en aproximadamente un 24% del costo del departamento en este caso.

Costos de Albañilería en Zona Rural					
Descripción	Unidad	Metrado	P.U. (Soles)	Subtotal (Soles)	Total (Soles)
Muro de Soga con ladrillo king kong de 18 huecos (Incluye excavaciones H=1.00m, relleno compactado, eliminación de material, cemento corrido 1:10+30%, sobrecimiento 1:8 + 30 %, muro de soga con ladrillo kingkong 18 huecos H=2.60m, concreto armado F'c=175kg/cm2, Acero Fy=4200 kg/cm2, encofrado de madera)	ML	41.15	355.15	14,613.53	
Losas Aligeradas Unidireccionales H=20cm	M2	84.82	168.23	14,269.27	
Terreno en Characato	M2	104.65	960.00	100,464.00	129,346.80
Costos del Proyecto de Tesis					
Descripción	Unidad	Metrado	P.U. (Soles)	Subtotal (Soles)	Total (Soles)
Ratio Estructural de Costo por Metro Cuadrado	ML	84.82	700.76	59,438.46	
Terreno en Sachaca	M2	104.65	426.67	44,650.67	104,089.13

- Se construye con concreto de resistencia de 280 kgf/cm² para tener menores dimensiones en elementos verticales, ya que aumenta la rigidez de la estructura porque se incrementa su módulo de elasticidad. La variación del costo por m³ se estima de 30 a 50 soles/m³ multiplicados por el metrado total de concreto armado de 462.17 m³ genera un aumento de costo de 18, 486.80 soles.
- Se elige la solución con menor peso ya que tiene mejor comportamiento rígido ante fuerzas laterales y atañe menos costos para su construcción.
- Los vanos generados por la caja de la escalera del triplex modifican los centros de masas y rigideces del piso del sexto y séptimo nivel.
- Cuando se verifica cuanto de la cortante basal absorben los muros estructurales, se observa que absorben alrededor del 97% en el eje “x” y 91% en el eje “y” de la cortante basal, por lo que concluimos en decir que son los que básicamente se llevan el aporte del sismo. Sin embargo, en las vigas en el sentido más largo del terreno se observa que los esfuerzos trabajan especialmente a efectos de sismo, formando diagramas de momentos flectores con forma de corbatines y manteniendo diagramas de fuerzas cortantes con valores casi constantes a lo largo de su luz, ya que las placas absorben solo el 91% del efecto del sismo en el sentido

vertical en planta, esto quiere decir que el resto del efecto sísmico es absorbido por los pórticos en ese sentido.

Por otro lado, en las vigas en el sentido más corto del terreno se observa que diagramas de momentos flectores tienen forma de parábola y los diagramas de fuerza cortante están en función a línea recta, son los diagramas típicos formados por cargas de gravedad. Este efecto se puede apreciar ya que las placas absorben solo el 97% del efecto del sismo, esto quiere decir que casi todo el efecto del sismo es absorbido por las placas en ese sentido, por lo que los pórticos en ese sentido trabajaban básicamente bajo cargas gravitacionales.

- Los resultados del análisis estructural son: Periodo “x” = 0.551s, Periodo “y” = 0.633 s, Cortante en “x” = 168.08tonf, Cortante en “y” = 168.08 tonf, Desplazamiento Máximo en “x” = 9.46cm, Desplazamiento Máximo en “y” = 10.46 cm, Deriva Máxima en “x” = 0.00516 y Deriva Máxima en “y” = 0.00586.
- Los pisos más críticos de acuerdo al diagrama de interacciones de flexocompresión para columnas son los últimos pisos, ya que mientras se va subiendo de nivel la fuerza axial disminuye y aproximadamente se mantienen los momentos flectores, observando las gráficas de los diagramas de interacciones mientras menos es la fuerza axial es menor la capacidad de resistencia de los momentos flectores.
- Los pisos más críticos de acuerdo al diagrama de interacciones de flexocompresión para placas son los primeros pisos, ya que mientras se va subiendo de nivel la fuerza axial y los momentos flectores disminuyen en gran magnitud. Por lo tanto los valores de diseño para los elementos de borde normalmente los rigen los esfuerzos del primer nivel.
- Para el arrostramiento del acero longitudinal por los estribos en columnas y placas no deber ser mayor de 15cm, si es mayor se deberá arriostrar con un estribo adicional según norma E.060 del R.N.E., por lo que se genera un estribo adicional para la columna C1 y en las placas donde sea necesario.
- La columna tiene área de acero de 1.46% de la sección bruta de la sección, cumpliendo prácticamente con el A_s min dispuesto por la norma E060 (1%).
- Se opta por colocar una losa de cimentación, ya que la cimentación asilada abarca mucha área dejando muy pocos espacios vacíos y superponiéndose entre sí.

- La relación de acero vs concreto de acuerdo a los elementos estructurales son los siguientes: losa de cimentación 86.76 kg/m³, placas 333.82 kg/m³, columnas 209.98 kg/m³, escaleras 92.18 kg/m³, losa aligerada unidireccional h=20cm 68.71 kg/m³ y vigas 206.54 kg/m³.
- El costo aproximado del proyecto de estructuras es de 700.76 soles/m².

RECOMENDACIONES

- Se recomienda revisar y determinar bien los valores a utilizar en el software ya que de estos dependen los resultados del diseño. Asimismo, el criterio es fundamental para poder realizar el análisis de datos y usar adecuadamente sus resultados.
- Se recomienda que la estructuración sea lo más simétrica y simple posible, ya que de eso depende la distribución de fuerzas en los elementos estructurales.
- Elaborar 03 soluciones por proyecto y elegir la mejor conforme a las decisiones y criterios del equipo técnico.
- Para futuras investigaciones realizar la elección de 03 soluciones conforme al análisis por desempeño.
- Optimizar las dimensiones y posición de los muros estructurales, ya que en iteraciones anteriores a las soluciones se colocó más muros que no estaban ubicados simétricamente, lo que causaba mayores valores en los desplazamientos relativos de entrepiso.
- La colocación de los muros estructurales en el perímetro de la estructura es de suma importancia, ya que ayuda tanto a los efectos que produce el sismo de translación como rotación.
- Se recomienda optimizar el acero longitudinal de los elementos de borde de las placas disminuyendo una escala del diámetro del acero longitudinal conforme se va subiendo de nivel según el criterio del estructuralista.
- Para realizar el EMS se debe solicitar el coeficiente de balasto al geotécnico.
- Para grandes luces se recomienda tener vigas peraltadas siguiendo la tabla 9.1 de la norma E.060 evitando hacer el chequeo de deflexiones.
- Para el presupuesto se debe tener cotizaciones actualizadas y del lugar cercano de la obra de tal manera que resulte lo más real posible.

- El presupuesto y cronograma meta, deben cumplir utilizando de manera adecuada las herramientas para el control y seguimiento de proyectos de tal manera que se pueda alertar a buen tiempo los impactos negativos y positivos del proyecto para tomar las decisiones indicadas de acuerdo a los resultados.
- La creación de la EDT (Estructura de Desglose de Trabajo) es importante para todo el proyecto, ya que de esta estructura depende un adecuado control y seguimiento del proyecto. Por lo tanto deben ser compatibles tanto en el presupuesto como en el cronograma.



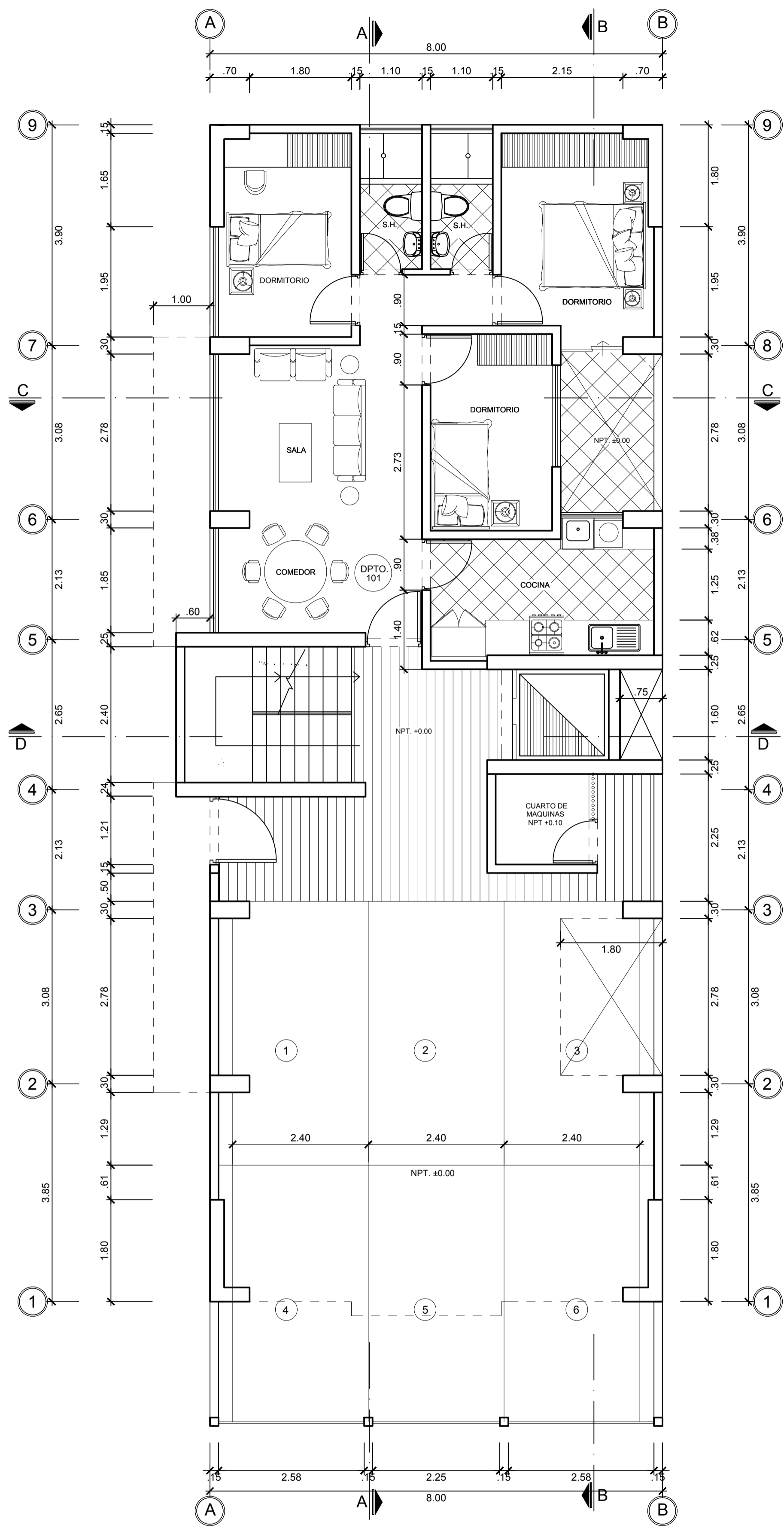
BIBLIOGRAFÍA

- Aceros Arequipa (2007). El Acero.
- American Concrete Institute (2014). ACI 318S-14
- Blanco Blasco, A (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado.
- Camba, Chacón & Pérez (1982). Análisis Estructural I
- Computers and Structures, Inc. (2005). Manual de ETABS Versión 9.
- Gutierrez Grajeda, D. (2016). Diseño Sismo Resistente en Concreto Armado del Local Institucional de la Caja Municipal De Ahorro y Crédito Cusco.
- Harmsen Teodoro E. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado.
- Hañari, G. (2016). Arequipa: Una Nueva Ciudad Llena de Necesidades se Levanta en el Cono Norte.
- Recuperado el 17 de julio de 2018, de Diario Correo:
<https://diariocorreo.pe/edicion/arequipa/arequipa-una-nueva-ciudad-llena-de-necesidades-se-levanta-en-el-cono-norte-706545/>
- Morales Morales R. (2006). Diseño en Concreto Armado.
- Ordenanza Municipal N°961 PDM 2016-2025 (2016). Plan de Desarrollo Metropolitano 2016-2025.
- Otazú Hallasi, O. (2017). Análisis Estructural y Diseño en Concreto Armado del Centro Comercial Miraflores.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). Norma GE.020 Componentes y Características de los Proyectos.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). Norma E.020 Cargas.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2016). Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2009). Norma E.060 Suelos y Cimentaciones.
- San Batolomé, A (1998). Análisis de Edificios.
- Villareal Castro G. (2009). Análisis Estructural.

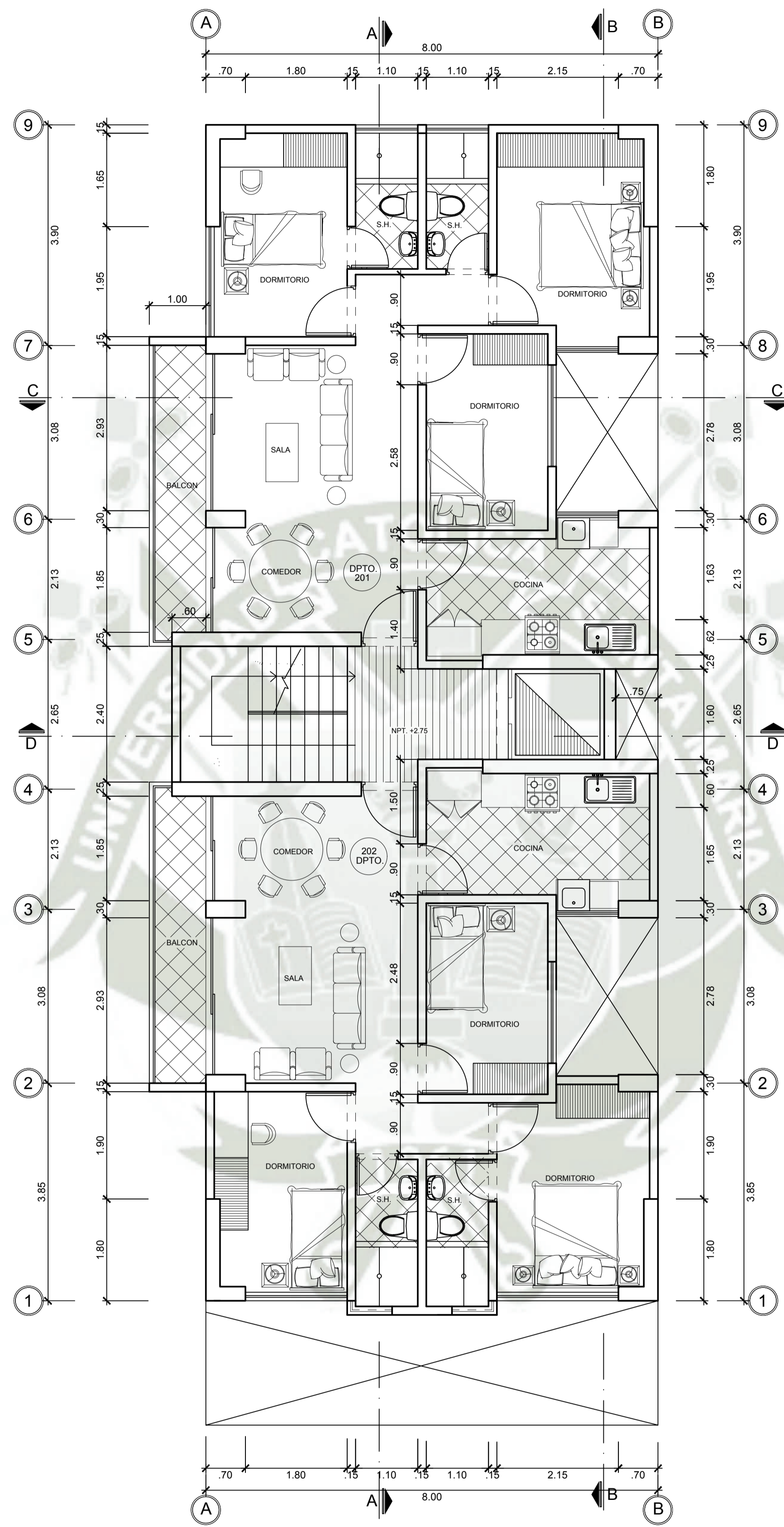
ANEXOS



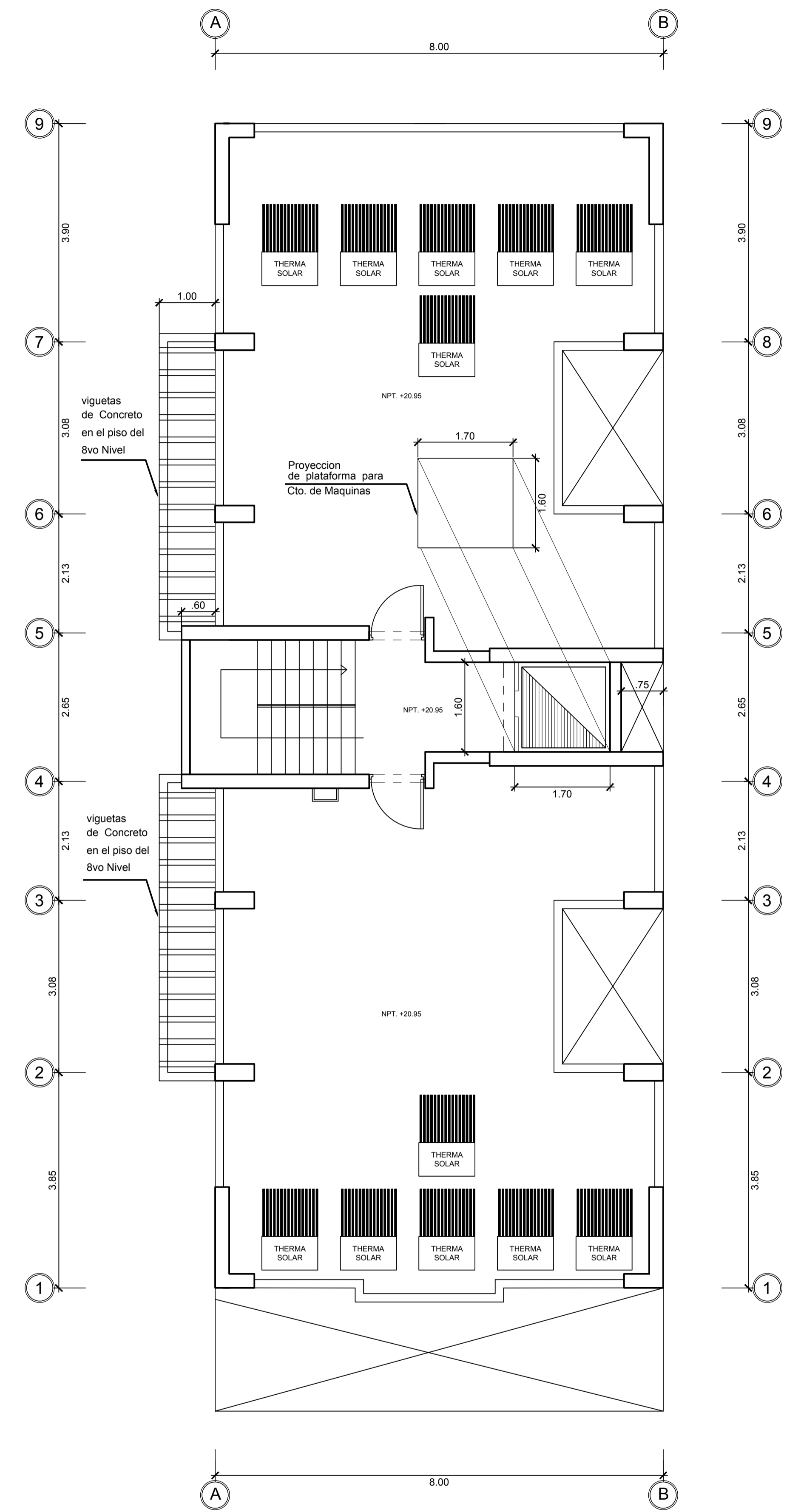
ANEXO I : PLANOS ARQUITECTONICOS



PLANTA : 1° PISO
ESCALA : 1 / 75

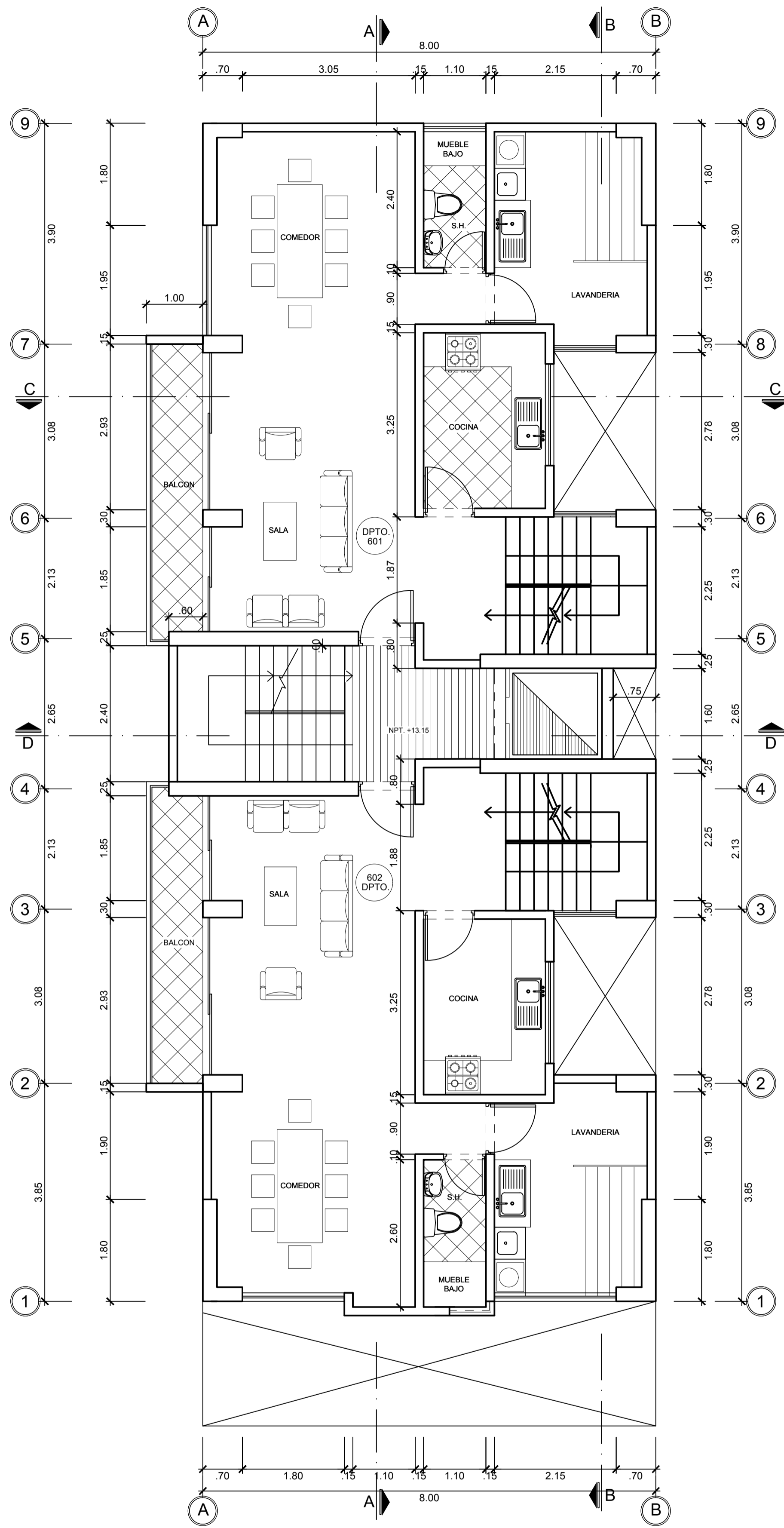


PLANTA : 2° al 5° PISO
ESCALA : 1 / 75



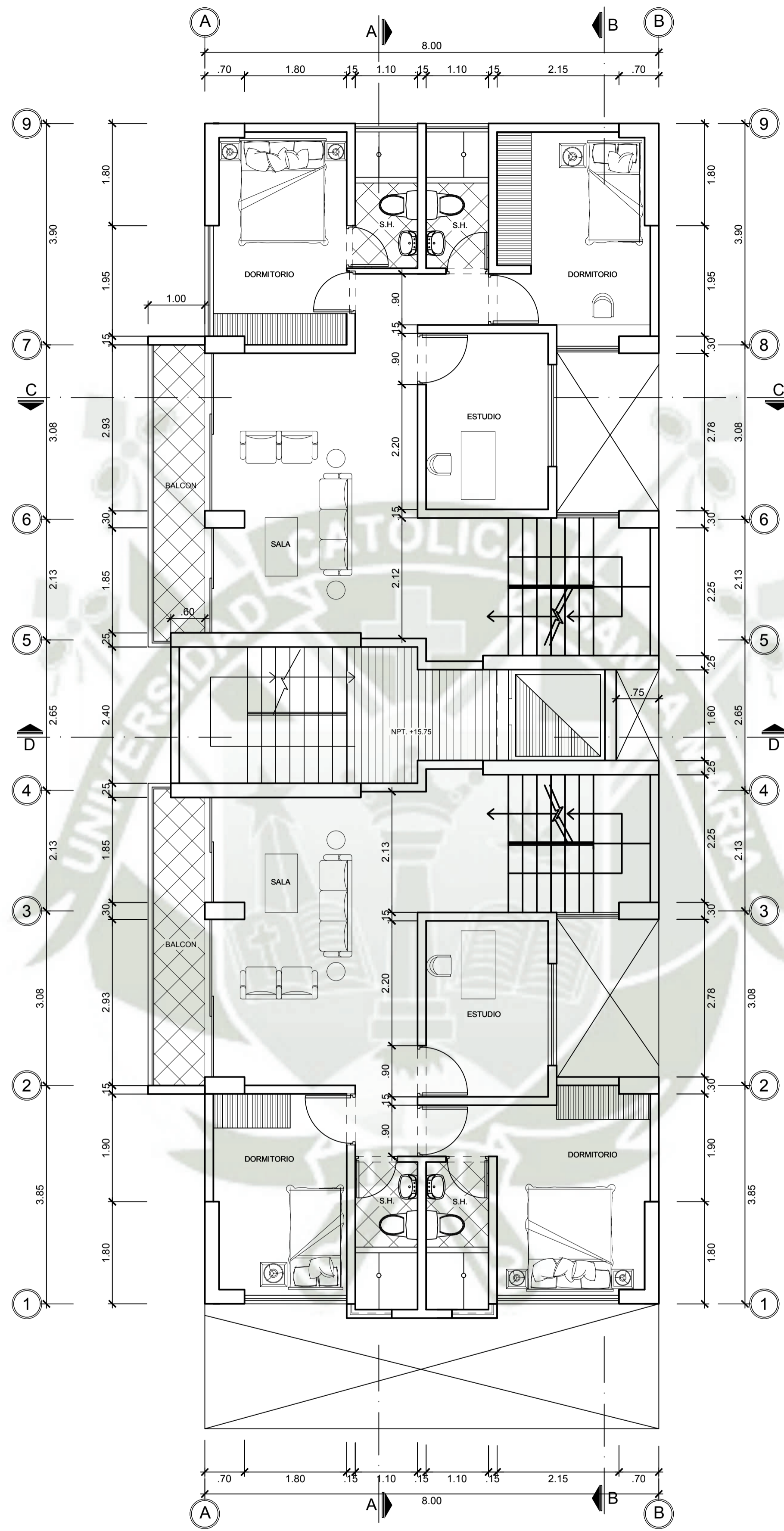
AZOTEA
ESCALA : 1 / 75

PROPIETARIO:	WENDY PAOLA ESPINOZA TIMOTEO		LAMINA:	A-01	
PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		01 DE 07		
PLANO:	ARQUITECTURA		FRMA:		
UBICACION:	Lote 1- Mz. F - URB. El ensueño II- Dist. Sachaca - Prov. de Arequipa				
PROFESIONAL RESPONSABLE:	RUBEN ALEJOS DIESTRA	CAP. N° 15120			
ESCALA:	1/75	FECHA:	Mayo 2018	DIBUJO CAD:	L.F.P.P.



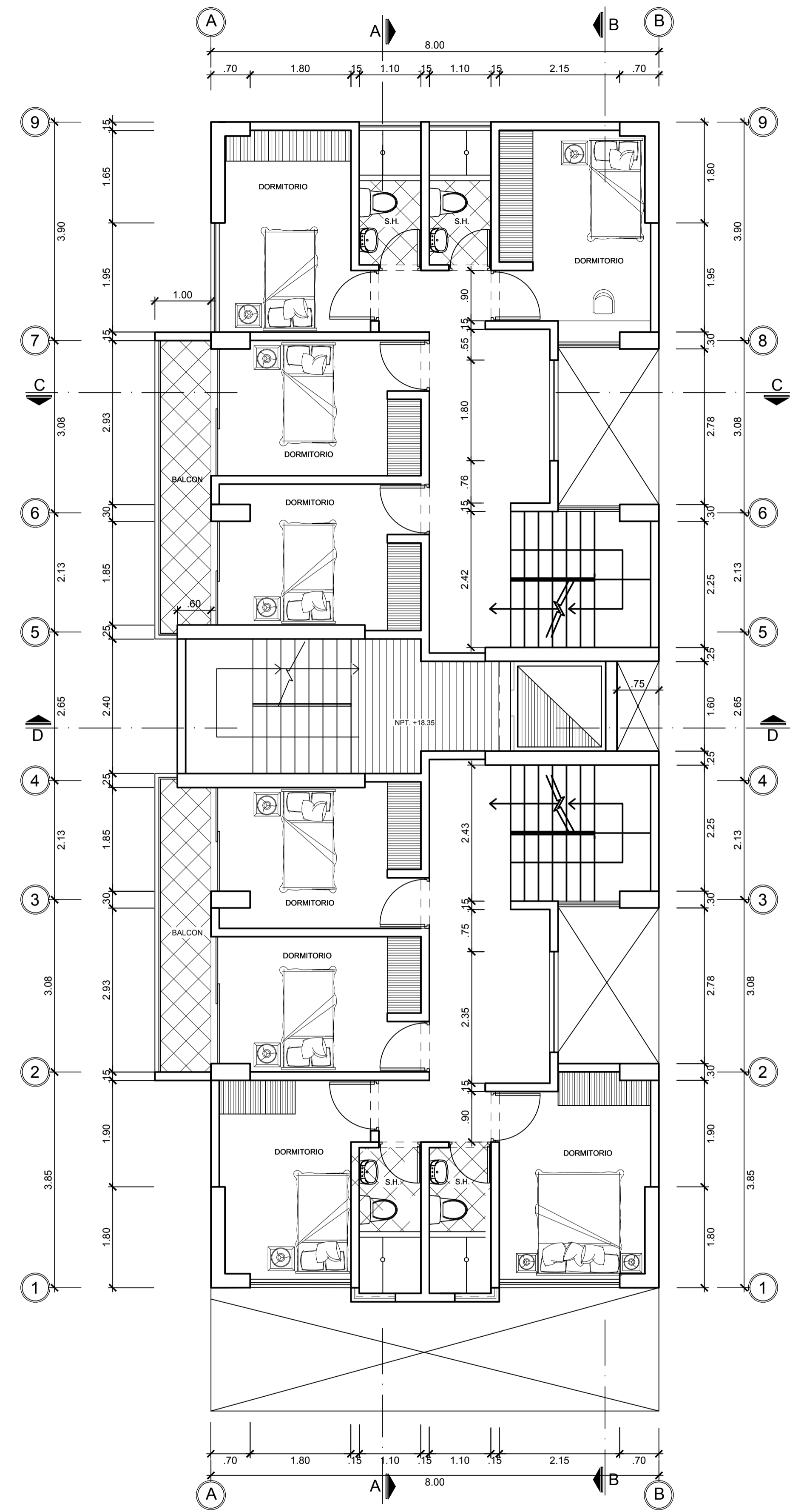
PLANTA : 6° PISO

ESCALA : 1 / 75



PLANTA : 7° PISO

ESCALA : 1 / 75



PLANTA : 8° PISO

ESCALA : 1 / 75

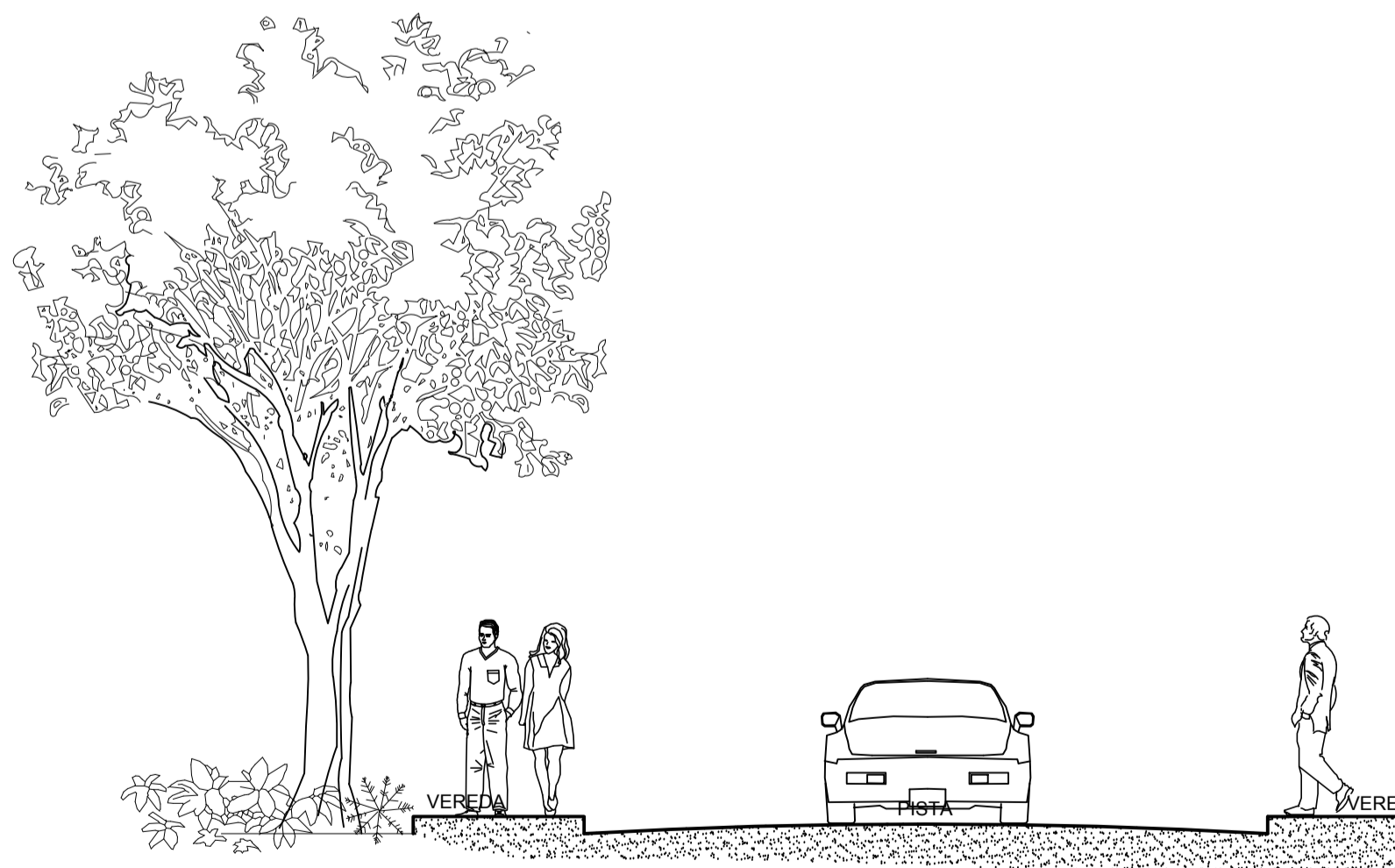
PROPIETARIO:	WENDY PAOLA ESPINOZA TIMOTEO		LAMINA:	A-02	
PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		02 DE 07		
PLANO:	ARQUITECTURA		FRMA:		
UBICACION:	Lote 1- Mz. F - URB. El ensueño II- Dist. Sachaca - Prov. de Arequipa				
PROFESIONAL RESPONSABLE:	RUBEN ALEJOS DIESTRA	CAP. N° 15120			
ESCALA:	1/75	FECHA:	Mayo 2018	DIBUJO CAD:	L.F.P.P.



CORTE : A-A
 ESCALA : 1 / 75

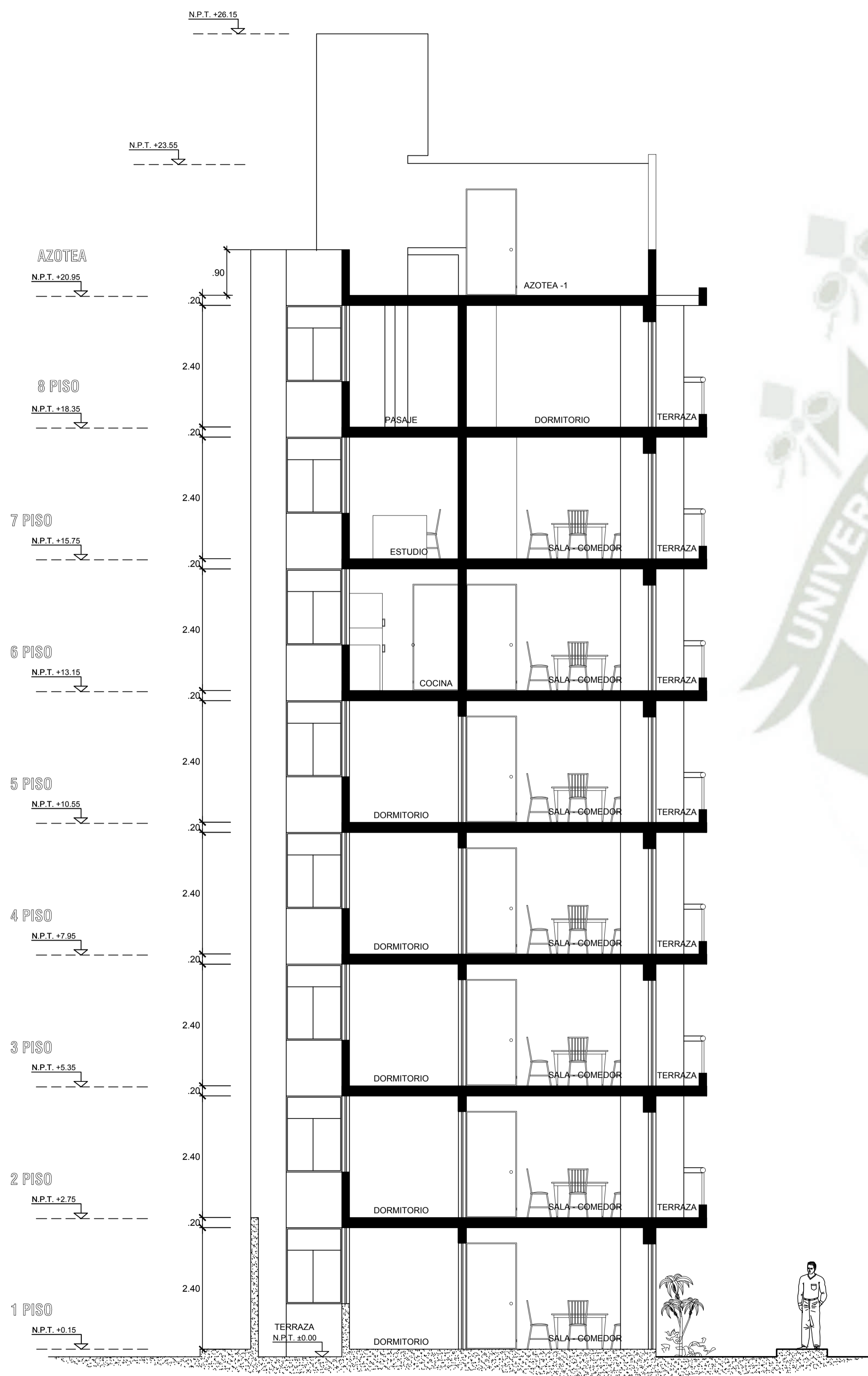


PROPIETARIO: WENDY PAOLA ESPINOZA TIMOTEO		LÁMINA: A-03
PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		03 DE 07
PLANO: ARQUITECTURA		FIRMA:
UBICACIÓN: Lote 1- Mz. F - URB. El ensueño II- Dist. Sachaca - Prov. de Arequipa		
PROFESIONAL RESPONSABLE: RUBEN ALEJOS DIESTRA		CAP. N° 15120
ESCALA: 1/75	FECHA: Mayo 2018	DIBUJO CAD: L.F.P.P.

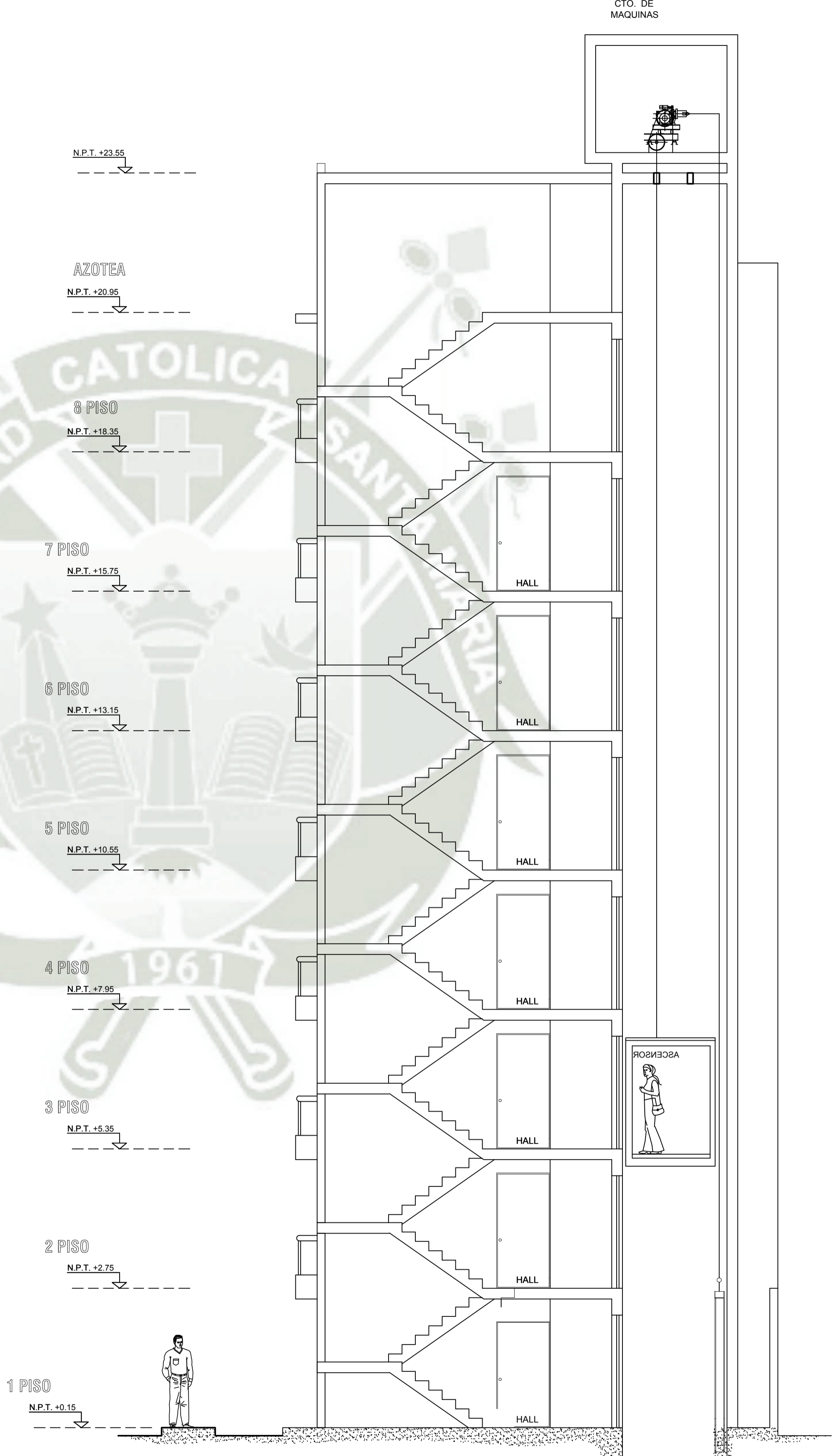


CORTE : B-B
 ESCALA : 1 / 75

PROPIETARIO: WENDY PAOLA ESPINOZA TIMOTEO		LÁMINA: A-04
PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		04 DE 07
PLANO: ARQUITECTURA		FIRMA:
UBICACIÓN: Lote 1- Mz. F - URB. El ensueño II- Dist. Sachaca - Prov. de Arequipa		
PROFESIONAL RESPONSABLE: RUBEN ALEJOS DIESTRA CAP. N° 15120		
ESCALA: 1/75	FECHA: Mayo 2018	DIBUJO CAD: L.F.P.P.

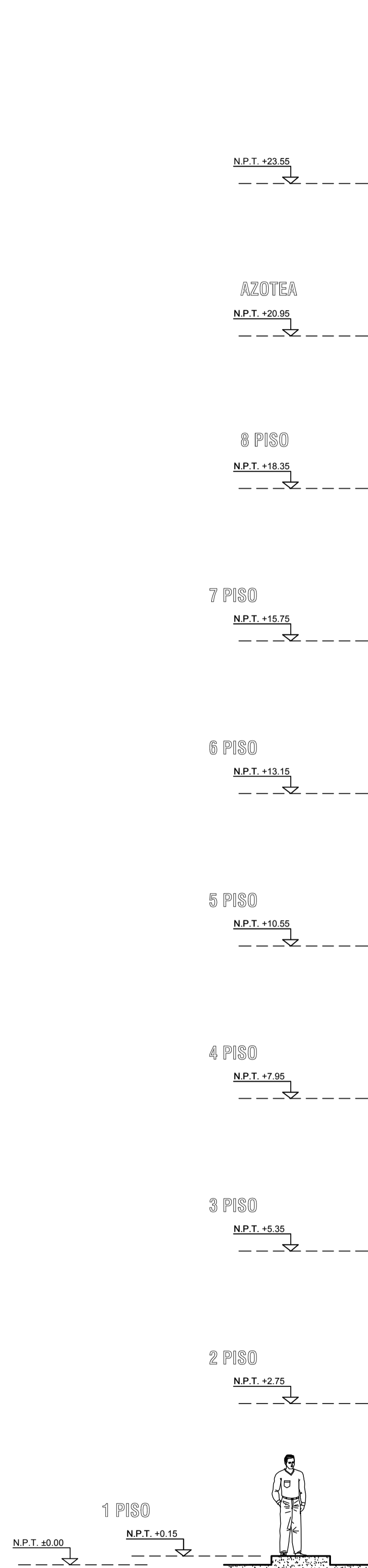


CORTE : C-C
ESCALA : 1 / 75



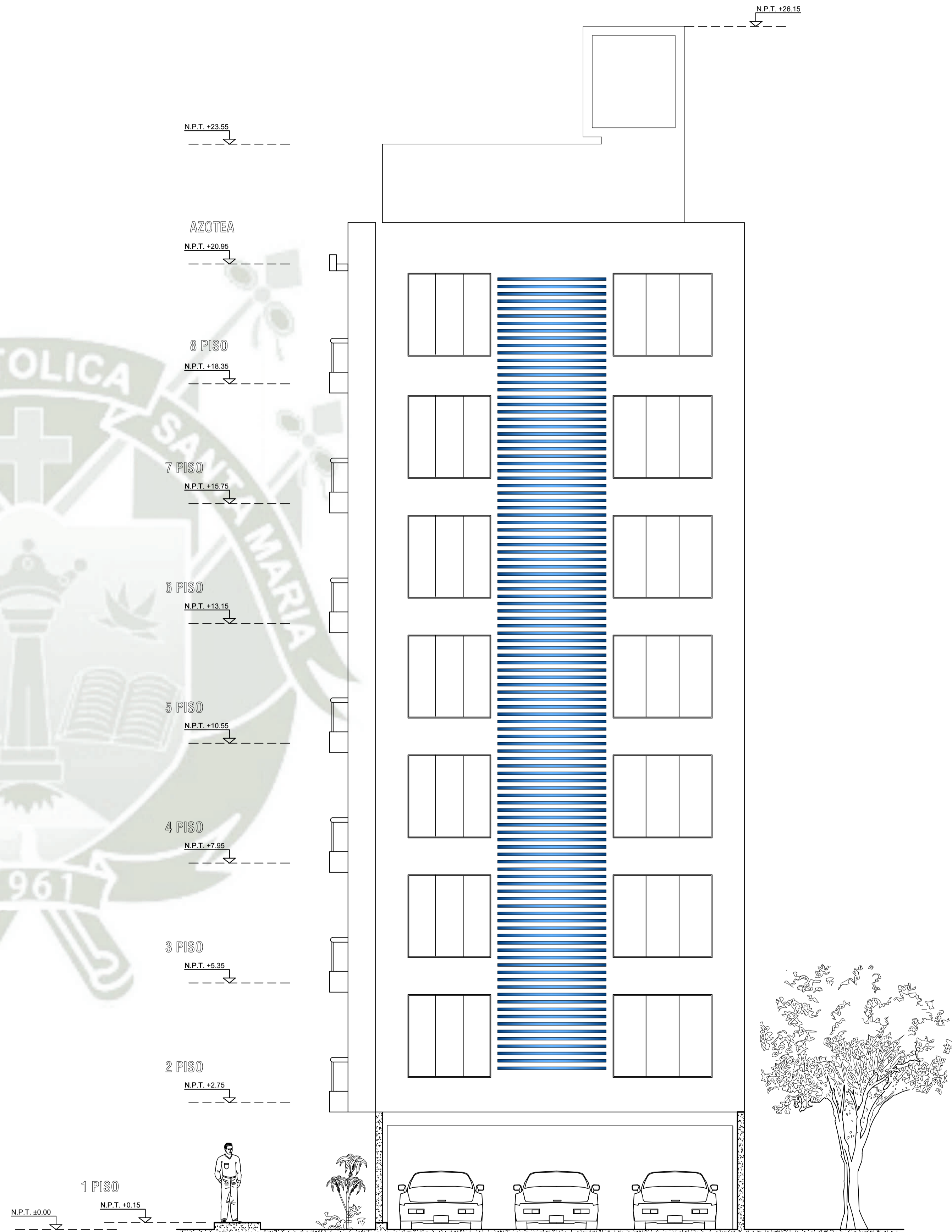
CORTE : D-D
ESCALA : 1 / 75

PROPIETARIO:		WENDY PAOLA ESPINOZA TIMOTEO		LÁMINA:	
PROYECTO:		VIVIENDA MULTIFAMILIAR		A-05	
PLANO:		ARQUITECTURA		05 DE 07	
UBICACIÓN:		Lote 1- Mz. F - URB. El ensueño II- Dist. Sachaca - Prov. de Arequipa			
PROFESIONAL RESPONSABLE:		RUBEN ALEJOS DIESTRA		CAP. N° 15120	
ESCALA:	FECHA:	DIBUJO CAD:			
1/75	Mayo 2018	L.F.P.P.			



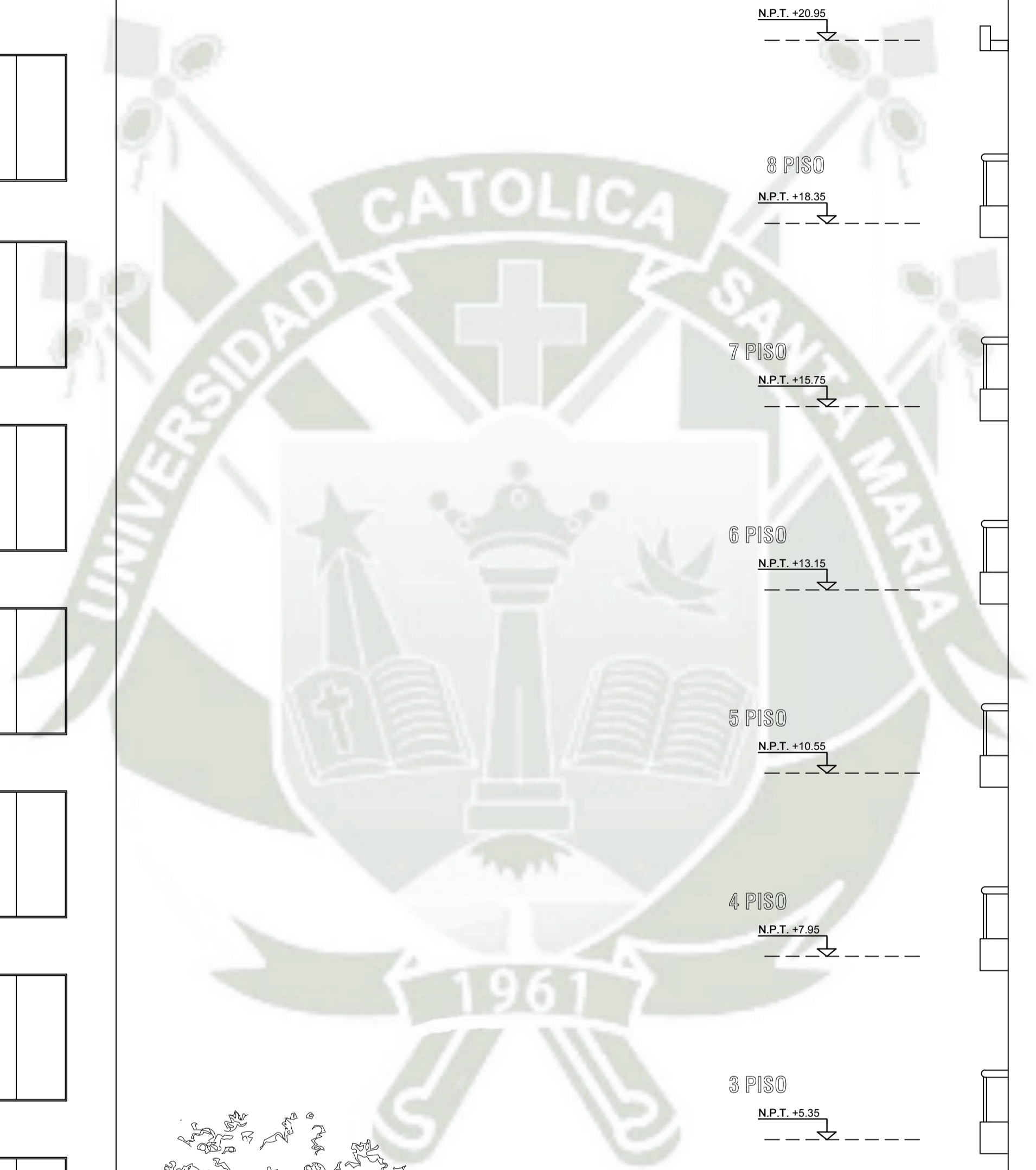
ELEVACION CERCO

ESCALA : 1 / 75

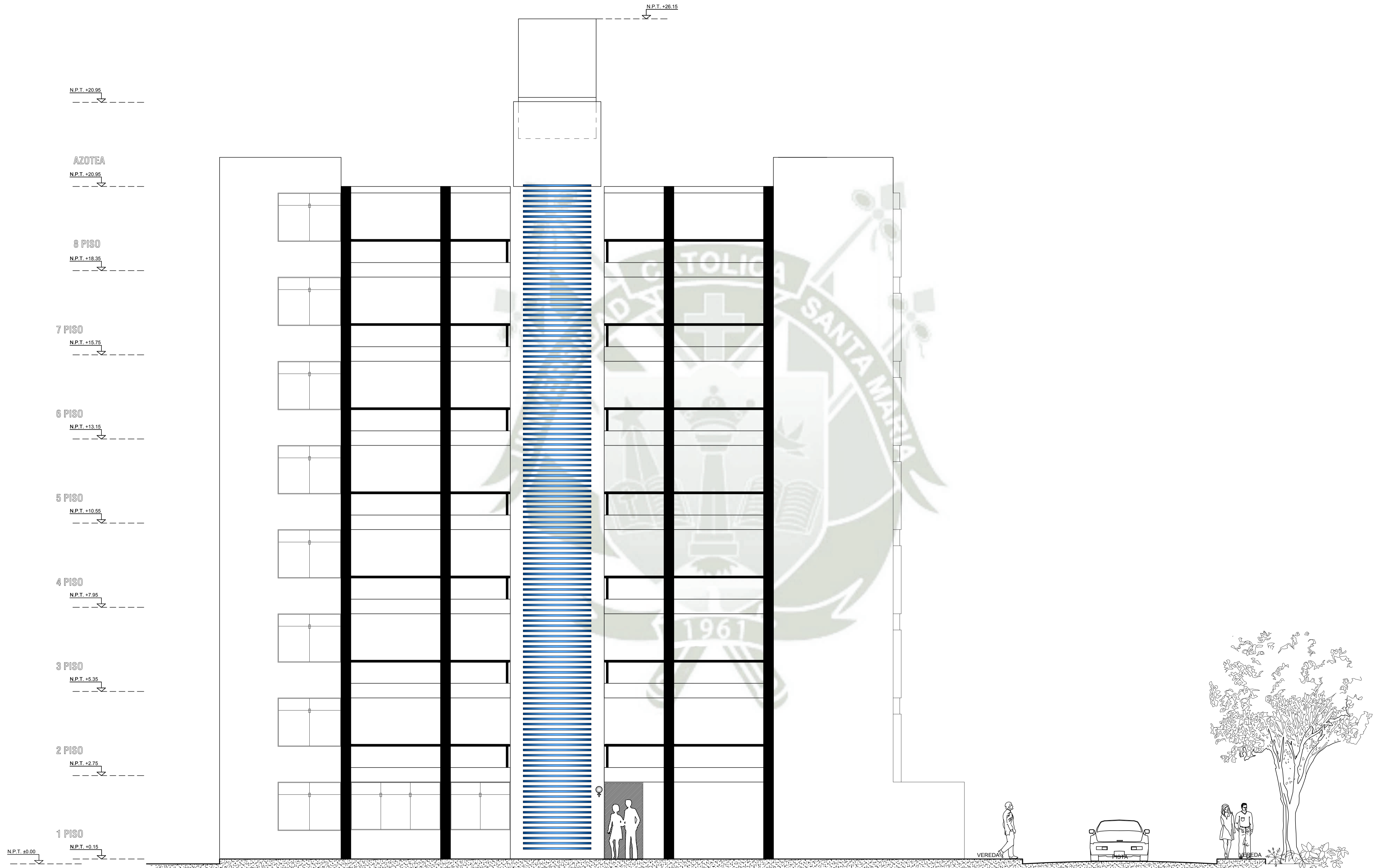


ELEVACION PRINCIPAL

ESCALA : 1 / 75



PROYECTO:		WENDY PAOLA ESPINOZA TIMOTEO	
PLANO:		VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
UBICACION:		ARQUITECTURA	
PROFESIONAL RESPONSABLE:		Lote 1- Mz. F - URB. El ensueño II- Dist. Sachaca - Prov. de Arequipa	
ESCALA:		1/75	FECHA: Mayo 2018
DIBUJO CAD:		L.F.P.P.	
			A-06



ELEVACIÓN LATERAL

ESCALA : 1 / 75

PROPIETARIO:	WENDY PAOLA ESPINOZA TIMOTEO		LÁMINA:	A-07	
PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		07 DE 07		
PLANO:	ARQUITECTURA		FIRMA:		
UBICACIÓN:	Lote 1- Mz. F - URB. El ensueño II- Dist. Sachaca - Prov. de Arequipa				
PROFESIONAL RESPONSABLE:	RUBEN ALEJOS DIESTRA	CAP. N° 15120			
ESCALA:	1/75	FECHA:	Mayo 2018	DIBUJO CAD:	L.F.P.P.



ANEXO II : DISEÑO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL

LOSA ALIGERADA 1 -8VO PISO (UNIDIRECCIONAL)

DISEÑO FLEXIÓN Momento "-" en el eje 4 y 5 (Acero va desde eje 3 a eje 6)

Según Norma E.060

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 10.00 cm
h 20.00 cm
d 18.00 cm

3.0 Momento Actuante

Mu 0.82 ton-m

4.0 Diseño

As 1.29 cm²
As min 0.32 cm²
ρ 0.01

5.0 Verificación

β1 0.85
ρb 0.03
ρmax 0.02125 **Cumple**
ρmin 0.00180 **Cumple**

2 φ por vigueta 3/8" 1.42 cm²
0 φ por vigueta 1/2" - cm²
0 φ por vigueta 5/8" - cm²
Cuantia Cumple 1.42 cm²
BIEN

Según ACI 318S-14

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 10.00 cm
h 20.00 cm
d 17.00 cm

3.0 Momento Actuante

Mu 0.82 ton-m

4.0 Diseño

As 1.38 cm²
As min 0.57 cm²
ρ 0.01
a 2.43 cm
β1 0.85
c 2.86 cm
c/d 0.17 **Controlado tensión**

5.0 Cuantías

ρmin 0.00333 **Cumple**
ρmax 0.02063 **Cumple**
ρb 0.02833 (Sale a partir del ACI)
ø 0.90 (Sale a partir del ACI)

Mr **0.82 ton-m**

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f'_c b d^2}} \right]$$

$$\phi = 0.224 + 0.426 \frac{\rho_b}{\rho}$$

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"	
Area (cm ²)		0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)		0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

DISEÑO CORTANTE En el eje 4, 5 y ejes de ascensor

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 10.00 cm
h 20.00 cm
d 17.00 cm

3.0 Cortante Actuante y Wu

Vu 0.71 ton
Wu 0.44 ton/m

4.0 Resistencia del concreto a la cortante

øVc=ø0.53*raiz(f'c) 1.28 ton
ø 0.85 E060

5.0 Diseño

Longitud de Ensar NO NECESITA metros

DISEÑO DE FLEXIÓN Momento "+" entre los ejes 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7 y 7-8

Según Norma E.060

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 40.00 cm
h 20.00 cm
d 18.00 cm

3.0 Momento Activo 1.00

Mu 0.44 ton-m

4.0 Diseño

As 0.64 cm²
As min 0.32 cm²
ρ 0.00

5.0 Verificación

β1 0.85
ρb 0.03
ρmax 0.02125 **Cumple**
ρmin 0.00180 **Cuantía mínima**

1 φ por vigueta 3/8" 0.71 cm²
0 φ por vigueta 1/2" - cm²
0 φ por vigueta 5/8" - cm²
Cuantía NO Cumple 0.71 cm²

BIEN

$$A_s = \frac{0.85f'_c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b d^2}} \right]$$

Según ACI 318S-14

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 40.00 cm
h 20.00 cm
d 17.00 cm

3.0 Momento Actante

Mu 0.44 ton-m

4.0 Diseño

As 0.68 cm²
As min 2.27 cm²
ρ 0.00
a 0.30 cm
β1 0.85
c 0.35 cm
c/d 0.02 **Controlado tensión**

5.0 Cuantías

ρmin 0.00333 **Cuantía mínima**
ρmax 0.02063 **Cumple**
ρb 0.02833 (Sale a partir del ACI)
φ 0.90 (Sale a partir del ACI)

Mr 0.44 ton-m

$$\phi = 0.224 + 0.426 \frac{\rho_b}{\rho}$$

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

DISEÑO CORTANTE En el eje 4, 5 y ejes de ascensor

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 40.00 cm
h 20.00 cm
d 17.00 cm

3.0 Cortante Actante y Wu

Vu 0.25 ton
Wu 0.44 ton/m

4.0 Resistencia del concreto a la cortante

φVc=φ0.53*raiz(f'c) 5.13 ton
φ E060 0.85

5.0 Diseño

Longitud de Ensar NO NECESITA metros

DISEÑO DE FLEXIÓN Momento "-" en los ejes 1, 2, 3, 6, 7 y 8 (longitud de 80cm)

Según Norma E.060

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 10.00 cm
h 20.00 cm
d 18.00 cm

3.0 Momento Actuante

Mu 0.14 ton-m

4.0 Diseño

As 0.21 cm²
As min 0.32 cm²
ρ 0.00

5.0 Verificación

β1 0.85
ρb 0.03
ρmax 0.02125 **Cumple**
ρmin 0.00180 **Cuantía mínima**

1 φ por vigueta 3/8" 0.71 cm²
0 φ por vigueta 3/4" - cm²
0 φ por vigueta 5/8" - cm²
Cuantía Cumple 0.71 cm²

BIEN

Según ACI 318S-14

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 10.00 cm
h 20.00 cm
d 17.00 cm

3.0 Momento Actuante

Mu 0.14 ton-m

4.0 Diseño

As 0.22 cm²
As min 0.57 cm²
ρ 0.00
a 0.39 cm
β1 0.85
c 0.46 cm
c/d 0.03 **Controlado tensión**

5.0 Cuantías

ρmin 0.00333 **Cuantía mínima**
ρmax 0.02063 **Cumple**
ρb 0.02833 (Sale a partir del ACI)
ø 0.90 (Sale a partir del ACI)

Mr 0.14 ton-m

$$A_s = \frac{0.85f'_c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b d^2}} \right]$$

$$\phi = 0.224 + 0.426 \frac{\rho_b}{\rho}$$

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

DISEÑO CORTANTE En los ejes 1, 2, 3, 6, 7 y 8

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 10.00 cm
h 20.00 cm
d 17.00 cm

3.0 Cortante Actuante y Wu

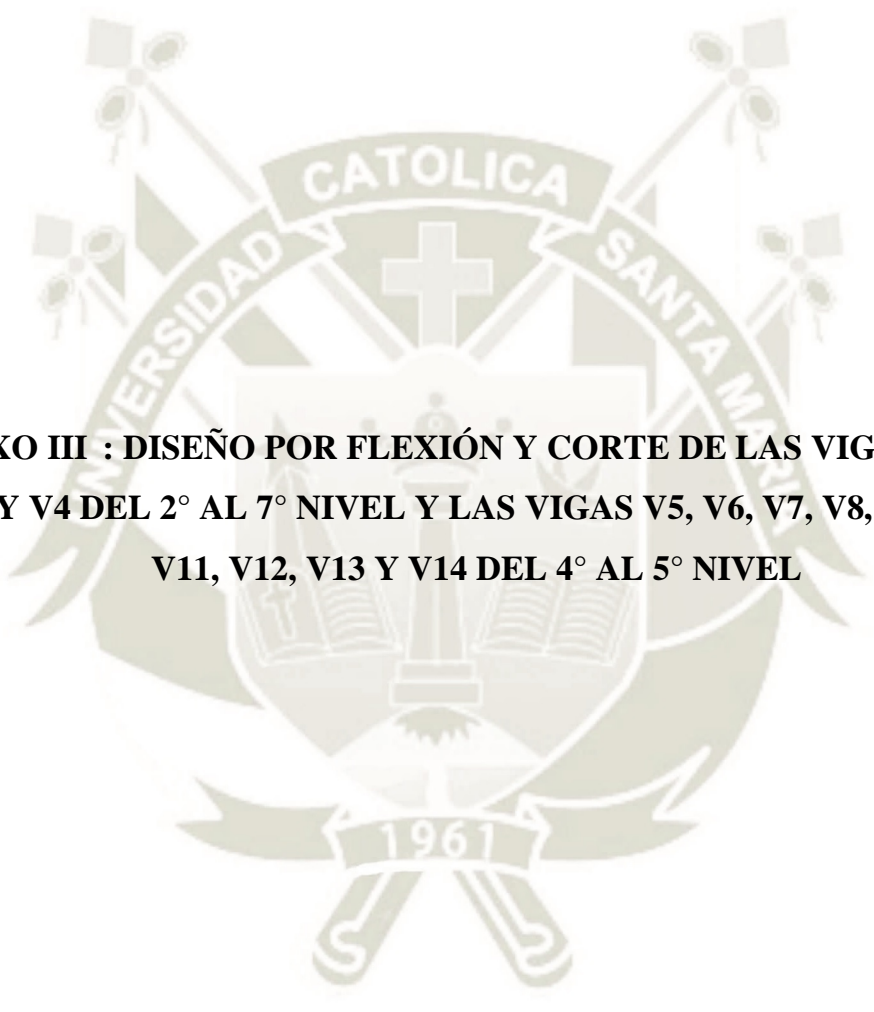
Vu 0.56 ton
Wu 0.44 ton/m

4.0 Resistencia del concreto a la cortante

øVc=ø0.53*raiz(f'c) 1.28 ton
ø 0.85 E060

5.0 Diseño

Longitud de Ensan NO NECESITA metros



**ANEXO III : DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTE DE LAS VIGAS V1, V2,
V3 Y V4 DEL 2° AL 7° NIVEL Y LAS VIGAS V5, V6, V7, V8, V9, V10,
V11, V12, V13 Y V14 DEL 4° AL 5° NIVEL**

V1-2 a 7° Nivel-Diseño por flexión

En el eje 1

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	3.27	cm ²
As max	24.92	cm ²

2.0 Factores según E.060

β ₁	0.85
ρ _b	0.028333
ρ _{max}	0.021250
ρ _{min}	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
14.87		14.66
	5.02	

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	10.97	10.97 cm ²	Acero del Mu	-	3.27 cm ²	Acero del Mu	10.80	10.80 cm ²
2 φ	3/4"	5.68 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²
3 φ	5/8"	6.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²	3 φ	5/8"	6.00 cm ²
0 φ	1/2"	0.00 cm ²	0 φ	1/2"	0.00 cm ²	0 φ	1/2"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 11.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 4.00 PROGRAMA BIEN 11.68 cm²

Acero del Mu	-	3.27 cm ²	Acero del Mu	3.49	3.49 cm ²	Acero del Mu	-	3.27 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²
0 φ	1/2"	0.00 cm ²	0 φ	1/2"	0.00 cm ²	0 φ	1/2"	0.00 cm ²

CUANTIA MINIMA BIEN 4.00 cm² CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 4.00 CUANTIA MINIMA BIEN 4.00 cm²

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	1.85 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	6.60 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	2.14 tonf/m
Asi	11.68 cm ²
ai	6.87 cm
Mni	17.49 tnf.m
Asd	4.00 cm ²
ad	2.35 cm
Mnd	6.37 tnf.m

Vui	10.68 tnf
Vud	-3.44 tnf

Caso II

Ancho Tributario	1.85 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	6.60 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	2.14 tonf/m
Asi	4.00 cm ²
ai	2.35 cm
Mni	6.37 tnf.m
Asd	11.68 cm ²
ad	6.87 cm
Mnd	17.49 tnf.m

Vui	10.68 tnf
Vud	-3.44 tnf

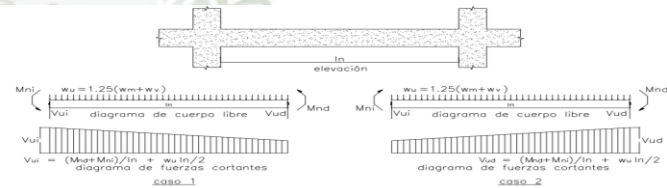
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	12.84 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	9.22 tnf
----	----------



V1-2 a 7° Nivel-Diseño por corte

En el eje 1

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

$f'c$	280.00	kg/cm ²
f_y	4,200.00	kg/cm ²
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	30.00	cm
h	45.00	cm
d	39.10	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	10.68	ton
----	-------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	8.84	ton
$\phi V_s = Vu - \phi V_c$	1.83	ton
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	12.56	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	8.84	ton
$\phi V_c / 2$	4.42	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	17.68	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	35.37	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo	19.55	cm
S maximo	15.00	cm
S diseño	15.00	cm

Diseño

1@.05.8@.15 rto@.25

Diametro	cm	cm2	
1/4"	0.64	0.32	
8mm	0.80	0.50	
3/8"	0.95	0.71	
1/2"	1.27	1.29	

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min

cm

108.04

S min

19.55 cm

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c = \text{MPa}$)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c = \text{MPa}$)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

V2-2 a 7° Nivel-Diseño por flexión + 2 φ5/8

En el eje 2

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	3.27	cm2
As max	24.92	cm2

2.0 Factores según E.060

β1	0.85
ρb	0.028333
ρmax	0.021250
ρmin	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
17.08	-	16.78
-	10.71	-

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	12.79	12.79 cm2	Acero del Mu	-	3.27 cm2	Acero del Mu	12.54	12.54 cm2
5 φ	3/4"	14.20 cm2	2 φ	3/4"	5.68 cm2	5 φ	3/4"	14.20 cm2
0 φ	5/8"	0.00 cm2	0 φ	5/8"	0.00 cm2	0 φ	5/8"	0.00 cm2
0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2
CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	14.20 cm2	CUANTIA MINIMA	BIEN	5.68	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	14.20 cm2
Acero del Mu	-	3.27 cm2	Acero del Mu	7.69	7.69 cm2	Acero del Mu	-	3.27 cm2
2 φ	3/4"	5.68 cm2	2 φ	3/4"	5.68 cm2	2 φ	3/4"	5.68 cm2
0 φ	5/8"	0.00 cm2	1 φ	5/8"	2.00 cm2	0 φ	5/8"	0.00 cm2
0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2
CUANTIA MINIMA	BIEN	5.68 cm2	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	7.70	CUANTIA MINIMA	BIEN	5.68 cm2

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm2)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	3.39 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	6.60 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	3.58 tonf/m
Asi	14.20 cm ²
ai	8.35 cm
Mni	20.83 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	3.34 cm
Mnd	8.93 tnf.m

Vui	16.33 tnf
Vud	-7.32 tnf

Caso II

Ancho Tributario	3.39 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	6.60 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	3.58 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	3.34 cm
Mni	8.93 tnf.m
Asd	14.20 cm ²
ad	8.35 cm
Mnd	20.83 tnf.m

Vui	16.33 tnf
Vud	-7.32 tnf

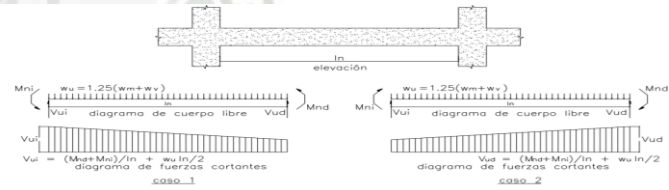
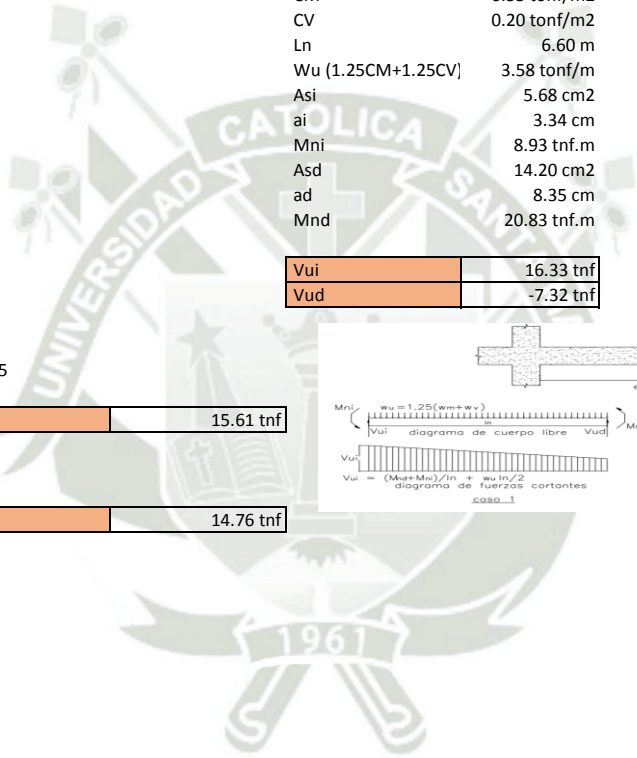
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	15.61 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	14.76 tnf
----	-----------



V2-2 a 7° Nivel-Diseño por corte

En el eje 2

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

f'c	280.00	kg/cm ²
f _y	4,200.00	kg/cm ²
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	30.00	cm
h	45.00	cm
d	39.10	cm

3.0 Análisis Estructural

V _u	15.61	ton
----------------	-------	-----

4.0 Diseño

V_c y V_s

ϕV _c =ϕ0.53*raiz(f'c)*bw*d	8.84	ton
ϕV _s =V _u -ϕV _c	6.77	ton
V _n =(ϕV _c +ϕV _s)/ϕ	18.36	ton

Primer caso y segundo caso

ϕV _c =ϕ0.53*raiz(f'c)*bw*d	8.84	ton
ϕV _c /2	4.42	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

2ϕV _c =ϕ1.06*raiz(f'c)*bw*d	17.68	ton
4ϕV _c =ϕ2.12*raiz(f'c)*bw*d	35.37	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S máximo 19.55 cm

S máximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1ϕ@.05, 10ϕ@.10, rto@.20

Diametro	cm	cm ²
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c/2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{vmin} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min cm

29.28 S min 19.55 cm

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

V3-2 a 7° Nivel-Diseño por flexión + 2 φ3/4

En el eje 3

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	3.27	cm2
As max	24.92	cm2

2.0 Factores según E.060

β1	0.85
ρb	0.028333
ρmax	0.021250
ρmin	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
14.29	-	14.49
-	8.79	-

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	10.50	10.50 cm2	Acero del Mu	-	3.27 cm2	Acero del Mu	10.66	10.66 cm2
2 φ	3/4"	5.68 cm2	0 φ	3/4"	0.00 cm2	2 φ	3/4"	5.68 cm2
3 φ	5/8"	6.00 cm2	2 φ	5/8"	4.00 cm2	3 φ	5/8"	6.00 cm2
0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2

CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	11.68 cm2	CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	11.68 cm2
-----------------------------	-------------	------------------	-----------------------	-------------	-------------	-----------------------------	-------------	------------------

Acero del Mu	-	3.27 cm2	Acero del Mu	6.24	6.24 cm2	Acero del Mu	-	3.27 cm2
0 φ	3/4"	0.00 cm2	1 φ	3/4"	2.84 cm2	0 φ	3/4"	0.00 cm2
2 φ	5/8"	4.00 cm2	2 φ	5/8"	4.00 cm2	2 φ	5/8"	4.00 cm2
0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2	0 φ	1/2"	0.00 cm2

CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00 cm2	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	6.84	CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00 cm2
-----------------------	-------------	-----------------	-----------------------------	-------------	-------------	-----------------------	-------------	-----------------

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm2)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	2.61 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	6.60 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	2.85 tonf/m
Asi	11.68 cm ²
ai	6.87 cm
Mni	17.49 tnf.m
Asd	4.00 cm ²
ad	2.35 cm
Mnd	6.37 tnf.m

Vui	13.01 tnf
Vud	-5.78 tnf

Caso II

Ancho Tributario	2.61 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	6.60 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	2.85 tonf/m
Asi	4.00 cm ²
ai	2.35 cm
Mni	6.37 tnf.m
Asd	11.68 cm ²
ad	6.87 cm
Mnd	17.49 tnf.m

Vui	13.01 tnf
Vud	-5.78 tnf

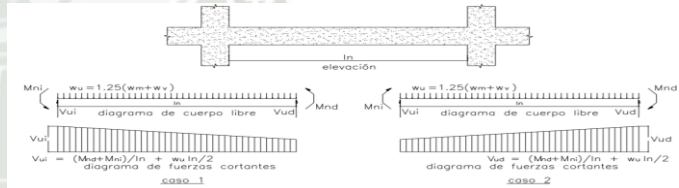
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	12.87 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	11.87 tnf
----	-----------



V3-2 a 7° Nivel-Diseño por corte

En el eje 3

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

$f'c$	280.00	kg/cm ²
f_y	4,200.00	kg/cm ²
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	30.00	cm
h	45.00	cm
d	39.10	cm

3.0 Análisis Estructural

V_u	12.87	ton
-------	-------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	8.84	ton
$\phi V_s = V_u - \phi V_c$	4.03	ton
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	15.14	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	8.84	ton
$\phi V_c / 2$	4.42	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	17.68	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	35.37	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo 19.55 cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1@.05.8@.15.rta@.25

Diametro	cm	cm ²
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min cm

49.19 S min 19.55 cm

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

V4-2 a 7° Nivel-Diseño por flexión

En el eje 4

1.0 Límites de Acero según E.060

As min 2.73 cm²
As max 20.77 cm²

2.0 Factores según E.060

β_1 0.85
 ρ_b 0.028333
 ρ_{max} 0.021250
 ρ_{min} 0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
14.66	2.99	7.00
12.56	3.80	7.11

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	11.02	11.02 cm ²	Acero del Mu	2.06	2.73 cm ²	Acero del Mu	4.96	4.96 cm ²
4 ϕ	3/4"	11.36 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²
0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²
0 ϕ	1/2"	0.00 cm ²	0 ϕ	1/2"	0.00 cm ²	0 ϕ	1/2"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 11.36 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

Acero del Mu	9.28	9.28 cm ²	Acero del Mu	2.63	2.73 cm ²	Acero del Mu	5.04	5.04 cm ²
2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²
2 ϕ	5/8"	4.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²
0 ϕ	1/2"	0.00 cm ²	0 ϕ	1/2"	0.00 cm ²	0 ϕ	1/2"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 9.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

ϕ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I	
Ancho Tributario	2.08 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	2.00 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	2.29 tonf/m
Asi	11.36 cm ²
ai	8.02 cm
Mni	16.74 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	8.85 tnf.m
Vui	15.08 tnf
Vud	10.50 tnf

Caso II	
Ancho Tributario	2.08 m
CM	0.55 tonf/m ²
CV	0.20 tonf/m ²
Ln	2.00 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	2.29 tonf/m
Asi	9.68 cm ²
ai	6.83 cm
Mni	14.51 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	8.85 tnf.m
Vui	13.97 tnf
Vud	9.39 tnf

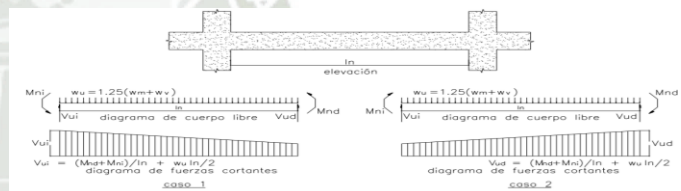
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	27.58 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	13.28 tnf
----	-----------



V4-2 a 7° Nivel-Diseño por corte

En el eje 4

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

f'c	280.00	kg/cm2
fy	4,200.00	kg/cm2
φ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	25.00	cm
h	45.00	cm
d	39.10	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	15.08	ton
----	-------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

φVc=φ0.53*raiz(f'c)*bw*d	7.37	ton
φVs=Vu-φVc	7.72	ton
Vn=(φVc+φVs)/φ	17.75	ton

Primer caso y segundo caso

φVc=φ0.53*raiz(f'c)*bw*d	7.37	ton
φVc/2	3.68	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

2φVc=φ1.06*raiz(f'c)*bw*d	14.74	ton
4φVc=φ2.12*raiz(f'c)*bw*d	29.47	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo 19.55 cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1@.05.8@.15.rto@.25

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c/2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min cm

25.69 S min 19.55 cm

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

$$V_s = \frac{A_v f_y t}{s}$$

V5 T1-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje A entre 1-2

1.0 Límites de Acero según E.060

As min 2.39 cm²
As max 18.20 cm²

2.0 Factores según E.060

β₁ 0.85
ρ_b 0.028333
ρ_{max} 0.021250
ρ_{min} 0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
16.12	2.86	5.18
8.54	1.77	10.21

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	14.67	14.67 cm ²	Acero del Mu	2.26	2.39 cm ²	Acero del Mu	4.18	4.18 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
3 φ	1"	15.30 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 15.30 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 10.20 PROGRAMA BIEN 10.20 cm²

Acero del Mu	7.12	7.12 cm ²	Acero del Mu	1.39	2.39 cm ²	Acero del Mu	8.66	8.66 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
2 φ	1"	10.20 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 10.20 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 10.20 PROGRAMA BIEN 10.20 cm²

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	
CM	
CV	
Ln	1.90 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	15.30 cm ²
ai	10.80 cm
Mni	18.54 tnf.m
Asd	10.20 cm ²
ad	7.20 cm
Mnd	13.13 tnf.m

Vui	16.96 tnf
Vud	16.39 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	1.90 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	10.20 cm ²
ai	7.20 cm
Mni	13.13 tnf.m
Asd	10.20 cm ²
ad	7.20 cm
Mnd	13.13 tnf.m

Vui	14.11 tnf
Vud	13.54 tnf

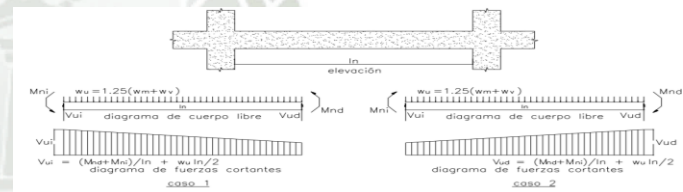
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	29.20 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	8.54 tnf
----	----------



V5 T1-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje A entre 1-2

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

f'c	280.00	kg/cm2
fy	4,200.00	kg/cm2
ø	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	16.96	ton
----	-------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	6.46	ton
$\phi Vs = Vu - \phi Vc$	10.50	ton
$Vn = (\phi Vc + \phi Vs) / \phi$	19.95	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	6.46	ton
$\phi Vc / 2$	3.23	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi Vc = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	12.91	ton
$4\phi Vc = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	25.82	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo 17.13 cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1ø@.05, 5ø@.15, rto@.20

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $Vu \leq \phi Vc/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc/2$ y $Vu \leq \phi Vc$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc$, tenemos:

a) Si $Vs \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $Vs > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $Vs \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $Vs > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min cm

16.54 S min 17.13 cm

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

V5 T2-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje A entre 2-3

1.0 Límites de Acero según E.060

As min 2.39 cm²
As max 18.20 cm²

2.0 Factores según E.060

β₁ 0.85
ρ_b 0.028333
ρ_{max} 0.021250
ρ_{min} 0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
4.62	0.23	5.71
5.49	1.01	4.86

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	3.71	3.71 cm ²	Acero del Mu	0.18	2.39 cm ²	Acero del Mu	4.63	4.63 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

Acero del Mu	4.44	4.44 cm ²	Acero del Mu	0.79	2.39 cm ²	Acero del Mu	3.91	3.91 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	3.00 m
CM	
CV	
Ln	3.00 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	5.58 tnf
Vud	4.68 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	3.00 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	5.58 tnf
Vud	4.68 tnf

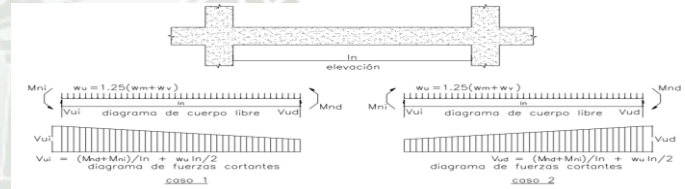
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	10.60 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	5.49 tnf
----	----------



V5 T2-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje A entre 2-3

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

$f'c$	280.00	kg/cm ²
f_y	4,200.00	kg/cm ²
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

b_w	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

V_u	5.58	ton
-------	------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	6.46	ton
$\phi V_s = V_u - \phi V_c$		ton
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	7.59	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	6.46	ton
$\phi V_c / 2$	3.23	ton

ACERO DE REFUERZO MINIMC S cal

68.16 S min 17.13 cm

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	12.91	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	25.82	ton

S cal

S min cm

5.0 Resultados

S maximo cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1 ϕ @.05_5 ϕ @.15_rto@.20

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{V_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c$ en MPa)	El menor de:	$d/2$	$3d/4$
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c$ en MPa)	El menor de:	$d/4$	$3d/8$
		300	

V5 T3-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje A entre 3-4

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	2.39	cm ²
As max	18.20	cm ²

2.0 Factores según E.060

β_1	0.85
ρ_b	0.028333
ρ_{max}	0.021250
ρ_{min}	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
4.09	0.98	10.35
7.57	0.84	5.27

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	3.27	3.27 cm ²	Acero del Mu	0.76	2.39 cm ²	Acero del Mu	8.79	8.79 cm ²
0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²
2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²
0 ϕ	1"	0.00 cm ²	0 ϕ	1"	0.00 cm ²	1 ϕ	1"	5.10 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 10.80 cm²

Acero del Mu	6.25	6.25 cm ²	Acero del Mu	0.65	2.39 cm ²	Acero del Mu	4.26	4.26 cm ²
1 ϕ	5/8"	2.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²
2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²
0 ϕ	1"	0.00 cm ²	0 ϕ	1"	0.00 cm ²	0 ϕ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 7.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

ϕ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	2.13 m
CM	
CV	
Ln	2.13 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	7.54 tnf
Vud	6.90 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	2.13 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	7.68 cm ²
ai	5.42 cm
Mni	10.17 tnf.m
Asd	10.80 cm ²
ad	7.62 cm
Mnd	13.81 tnf.m

Vui	11.58 tnf
Vud	10.94 tnf

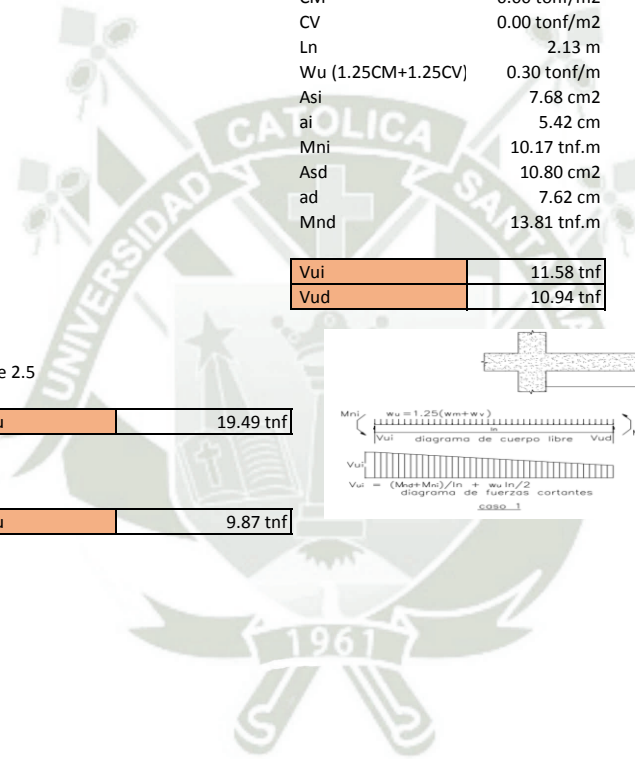
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	19.49 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	9.87 tnf
----	----------



V5 T3-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje A entre 3-4

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

f'c	280.00	kg/cm ²
fy	4,200.00	kg/cm ²
ø	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	11.58	ton
----	-------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	6.46	ton
$\phi V_s = Vu - \phi V_c$	5.12	ton
$Vn = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	13.62	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	6.46	ton
$\phi V_c / 2$	3.23	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	12.91	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	25.82	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo	17.13	cm
S maximo	15.00	cm
S diseño	15.00	cm

Diseño 1ø@.05, 5ø@.15, rto@.20

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

- Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm
- Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min

cm

33.89

S min

17.13 cm

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

V6 T1-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje B entre 1-2

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	2.39	cm ²
As max	18.20	cm ²

2.0 Factores según E.060

β ₁	0.85
ρ _b	0.028333
ρ _{max}	0.021250
ρ _{min}	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
15.88	2.79	6.30
10.35	2.12	10.10

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	14.40	14.40 cm ²	Acero del Mu	2.20	2.39 cm ²	Acero del Mu	5.14	5.14 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
3 φ	1"	15.30 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	15.30 cm²	CUANTIA MINIMA	BIEN	10.20	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	10.20 cm²
-----------------------------	-------------	-----------------------------	-----------------------	-------------	--------------	-----------------------------	-------------	-----------------------------

Acero del Mu	8.79	8.79 cm ²	Acero del Mu	1.67	2.39 cm ²	Acero del Mu	8.55	8.55 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
2 φ	1"	10.20 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²	2 φ	1"	10.20 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	10.20 cm²	CUANTIA MINIMA	BIEN	10.20	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	10.20 cm²
-----------------------------	-------------	-----------------------------	-----------------------	-------------	--------------	-----------------------------	-------------	-----------------------------

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	1.90 m
CM	
CV	
Ln	1.90 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	15.30 cm ²
ai	10.80 cm
Mni	18.54 tnf.m
Asd	10.20 cm ²
ad	7.20 cm
Mnd	13.13 tnf.m

Vui	16.96 tnf
Vud	16.39 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	1.90 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	10.20 cm ²
ai	7.20 cm
Mni	13.13 tnf.m
Asd	10.20 cm ²
ad	7.20 cm
Mnd	13.13 tnf.m

Vui	14.11 tnf
Vud	13.54 tnf

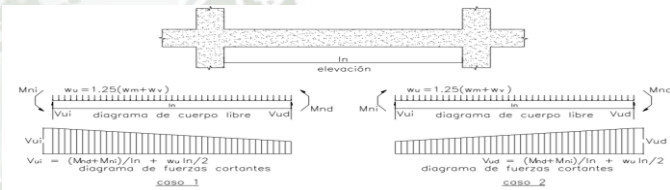
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	30.15 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	10.35 tnf
----	-----------



V6 T1-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje B entre 1-2

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

$f'c$	280.00	kg/cm ²
f_y	4,200.00	kg/cm ²
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

b_w	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

V_u	16.96	ton
-------	-------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	6.46	ton
$\phi V_s = V_u - \phi V_c$	10.50	ton
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	19.95	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	6.46	ton
$\phi V_c / 2$	3.23	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	12.91	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	25.82	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo 17.13 cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1 ϕ @.05, 5 ϕ @.15, rto@.20

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ Si $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min

cm

16.54 S min

17.13 cm

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	$d/2$	600	$3h/4$
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ([f'c]=MPa)	$d/4$	300	$3h/8$

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

V6 T2-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje B entre 2-3

1.0 Límites de Acero según E.060

As min 2.39 cm²
As max 18.20 cm²

2.0 Factores según E.060

β₁ 0.85
ρ_b 0.028333
ρ_{max} 0.021250
ρ_{min} 0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
4.65	0.04	5.47
5.27	0.68	5.17

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	3.74	3.74 cm ²	Acero del Mu	0.03	2.39 cm ²	Acero del Mu	4.43	4.43 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

Acero del Mu	4.26	4.26 cm ²	Acero del Mu	0.53	2.39 cm ²	Acero del Mu	4.17	4.17 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	3.00 m
CM	
CV	
Ln	3.00 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	5.58 tnf
Vud	4.68 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	3.00 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	5.58 tnf
Vud	4.68 tnf

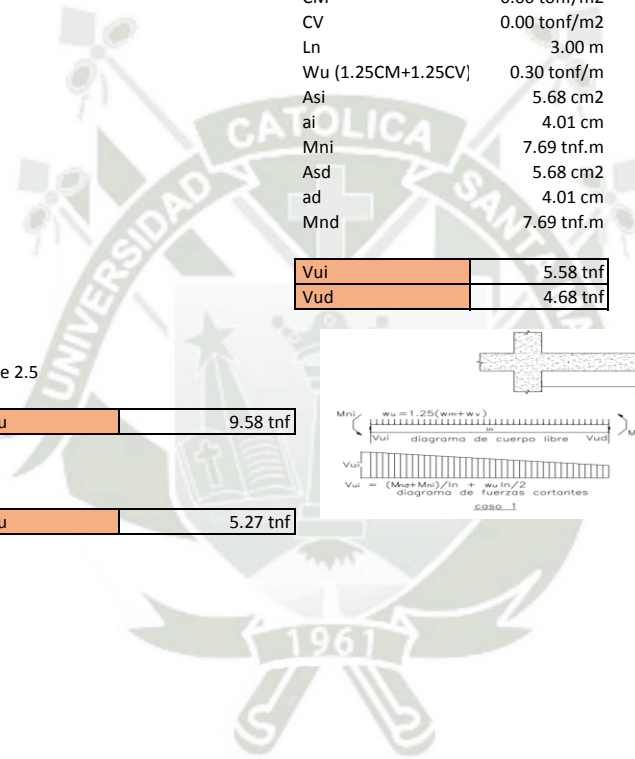
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	9.58 tnf
----	----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	5.27 tnf
----	----------



V6 T2-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje B entre 2-3

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

f'c	280.00	kg/cm ²
fy	4,200.00	kg/cm ²
ø	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	5.58	ton
----	------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	6.46	ton
$\phi Vs = Vu - \phi Vc$		ton
$Vn = (\phi Vc + \phi Vs) / \phi$	7.59	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	6.46	ton
$\phi Vc / 2$	3.23	ton

ACERO DE REFUERZO MINIMO S cal

68.16 S min 17.13 cm

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi Vc = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	12.91	ton
$4\phi Vc = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	25.82	ton

S cal

S min cm

5.0 Resultados

S maximo cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño [1ø@.05.5ø@.15.rto@.20](#)

Diametro	cm	cm ²
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $Vu \leq \phi Vc/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc/2$ y $Vu \leq \phi Vc$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$Av_{min} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc$, tenemos:

a) Si $Vs \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $Vs > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $Vs \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $Vs > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

$$Vs = \frac{Av fyt d}{s}$$

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

V6 T3-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje B entre 3-4

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	2.39	cm ²
As max	18.20	cm ²

2.0 Factores según E.060

β_1	0.85
p_b	0.028333
p_{max}	0.021250
p_{min}	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
4.51	1.05	6.63
6.79	1.10	3.80

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	3.62	3.62 cm ²	Acero del Mu	0.82	2.39 cm ²	Acero del Mu	5.40	5.40 cm ²
0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²
2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²
0 ϕ	1"	0.00 cm ²	0 ϕ	1"	0.00 cm ²	0 ϕ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

Acero del Mu	5.56	5.56 cm ²	Acero del Mu	0.86	2.39 cm ²	Acero del Mu	3.03	3.03 cm ²
0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²	0 ϕ	5/8"	0.00 cm ²
2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²	2 ϕ	3/4"	5.68 cm ²
0 ϕ	1"	0.00 cm ²	0 ϕ	1"	0.00 cm ²	0 ϕ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

ϕ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	2.50 m
CM	
CV	
Ln	2.50 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	6.53 tnf
Vud	5.78 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	2.50 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	6.53 tnf
Vud	5.78 tnf

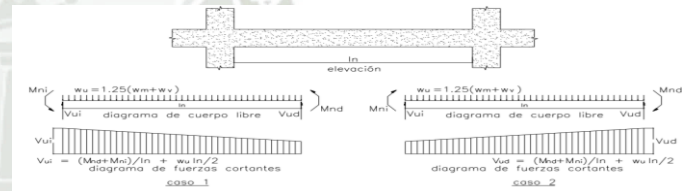
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	12.47 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	6.79 tnf
----	----------



V6 T3-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje B entre 3-4

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

$f'c$	280.00	kg/cm ²
f_y	4,200.00	kg/cm ²
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

b_w	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

V_u	6.79	ton
-------	------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	6.46	ton
$\phi V_s = V_u - \phi V_c$	0.33	ton
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	7.99	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	6.46	ton
$\phi V_c / 2$	3.23	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	12.91	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot b_w \cdot d$	25.82	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S_{maximo}	17.13	cm
S_{maximo}	15.00	cm
$S_{\text{diseño}}$	15.00	cm

Diseño 1 ϕ @.05, 5 ϕ @.15, rto@.20

Diametro	cm	cm ²
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{\text{min}}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ Si $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min

cm

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s		s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c$)=MPa)	El menor de:	$d/2$	$3d/4$
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c$)=MPa)	El menor de:	$d/4$	$3d/8$
		300	

V6 T4-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje B entre 4-5

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	2.39	cm ²
As max	18.20	cm ²

2.0 Factores según E.060

β ₁	0.85
ρ _b	0.028333
ρ _{max}	0.021250
ρ _{min}	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
3.85	1.61	3.86
2.74	0.66	2.72

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	3.07	3.07 cm ²	Acero del Mu	1.26	2.39 cm ²	Acero del Mu	3.08	3.08 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 PROGRAMA BIEN 5.68 cm²

Acero del Mu	2.16	2.39 cm ²	Acero del Mu	0.51	2.39 cm ²	Acero del Mu	2.15	2.39 cm ²
0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²	0 φ	5/8"	0.00 cm ²
2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²	2 φ	3/4"	5.68 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 CUANTIA MINIMA BIEN 5.68 cm²

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	1.85 m
CM	
CV	
Ln	1.85 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	8.59 tnf
Vud	8.04 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	1.85 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.68 cm ²
ai	4.01 cm
Mni	7.69 tnf.m
Asd	5.68 cm ²
ad	4.01 cm
Mnd	7.69 tnf.m

Vui	8.59 tnf
Vud	8.04 tnf

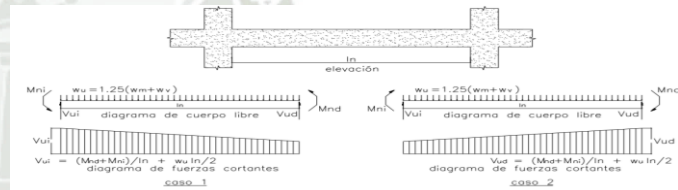
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	8.02 tnf
----	----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	3.37 tnf
----	----------



V6 T4-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje B entre 4-5

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

$f'c$	280.00	kg/cm ²
f_y	4,200.00	kg/cm ²
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

V_u	8.02	ton
-------	------	-----

4.0 Diseño

V_c y V_s

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	6.46	ton
$\phi V_s = V_u - \phi V_c$	1.56	ton
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	9.44	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	6.46	ton
$\phi V_c / 2$	3.23	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	12.91	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	25.82	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo 17.13 cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1@.05, 5@.15, rto@.20

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

- Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm
- Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min cm

110.98 S min 17.13 cm

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c$)=MPa)	$d/2$	600	$3b/4$
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c$)=MPa)	$d/4$	300	$3b/8$

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

V7-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje D entre 4-5

1.0 Limites de Acero según E.060

As min 2.39 cm²
As max 18.20 cm²

2.0 Factores según E.060

β₁ 0.85
ρ_b 0.028333
ρ_{max} 0.021250
ρ_{min} 0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
4.34	0.73	4.35
3.10	0.09	3.08

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	3.48	3.48 cm ²	Acero del Mu	0.57	2.39 cm ²	Acero del Mu	3.48	3.48 cm ²
2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 4.00 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 4.00 PROGRAMA BIEN 4.00 cm²

Acero del Mu	2.46	2.46 cm ²	Acero del Mu	0.07	2.39 cm ²	Acero del Mu	2.44	2.44 cm ²
2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 4.00 cm² CUANTIA MINIMA BIEN 4.00 PROGRAMA BIEN 4.00 cm²

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	2.65 m
CM	
CV	
Ln	2.65 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	4.00 cm ²
ai	2.82 cm
Mni	5.52 tnf.m
Asd	4.00 cm ²
ad	2.82 cm
Mnd	5.52 tnf.m

Vui	4.56 tnf
Vud	3.77 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	2.65 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	4.00 cm ²
ai	2.82 cm
Mni	5.52 tnf.m
Asd	4.00 cm ²
ad	2.82 cm
Mnd	5.52 tnf.m

Vui	4.56 tnf
Vud	3.77 tnf

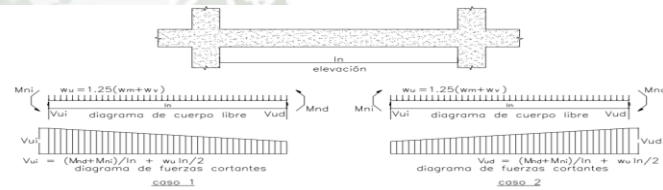
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu 7.18 tnf

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu 3.10 tnf



V7-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje D entre 4-5

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

f'c	280.00	kg/cm ²
fy	4,200.00	kg/cm ²
ø	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	4.56	ton
----	------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	6.46	ton
$\phi Vs = Vu - \phi Vc$		ton
$Vn = (\phi Vc + \phi Vs) / \phi$	7.59	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi Vc = \phi 0.53 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	6.46	ton
$\phi Vc / 2$	3.23	ton

ACERO DE REFUERZO MINIMC S cal

68.16 S min 17.13 cm

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi Vc = \phi 1.06 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	12.91	ton
$4\phi Vc = \phi 2.12 \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot bw \cdot d$	25.82	ton

S cal

S min cm

5.0 Resultados

S maximo cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1@05.5@15_rto@20

Diametro	cm	cm ²
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $Vu \leq \phi Vc/2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc/2$ y $Vu \leq \phi Vc$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$Av_{min} = 3.5 b_w \frac{s}{fy}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $Vu \geq \phi Vc$, tenemos:

a) Si $Vs \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $Vs > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $Vs \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $Vs > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

$$Vs = \frac{Av fyt d}{s}$$

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c=MPa)	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

V8-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje A' entre 4-5

1.0 Limites de Acero según E.060

As min	2.39	cm2
As max	18.20	cm2

2.0 Factores según E.060

β_1	0.85
ρ_b	0.028333
ρ_{max}	0.021250
ρ_{min}	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
4.72	0.04	4.75
4.47	0.23	4.46

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	3.79	3.79 cm2	Acero del Mu	0.03	2.39 cm2	Acero del Mu	3.82	3.82 cm2
2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2
0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	0 ϕ	3/4"	0.00 cm2
0 ϕ	1"	0.00 cm2	0 ϕ	1"	0.00 cm2	0 ϕ	1"	0.00 cm2

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 4.00 cm2 CUANTIA MINIMA BIEN 4.00 CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 4.00 cm2

Acero del Mu	3.58	3.58 cm2	Acero del Mu	0.18	2.39 cm2	Acero del Mu	3.58	3.58 cm2
2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2	2 ϕ	5/8"	4.00 cm2
0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	0 ϕ	3/4"	0.00 cm2	0 ϕ	3/4"	0.00 cm2
0 ϕ	1"	0.00 cm2	0 ϕ	1"	0.00 cm2	0 ϕ	1"	0.00 cm2

CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 4.00 cm2 CUANTIA MINIMA BIEN 4.00 CUANTIA DEL PROGRAMA BIEN 4.00 cm2

ϕ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm2)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	
CM	
CV	
Ln	2.65 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	4.00 cm ²
ai	2.82 cm
Mni	5.52 tnf.m
Asd	4.00 cm ²
ad	2.82 cm
Mnd	5.52 tnf.m

Vui	4.56 tnf
Vud	3.77 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	2.65 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	4.00 cm ²
ai	2.82 cm
Mni	5.52 tnf.m
Asd	4.00 cm ²
ad	2.82 cm
Mnd	5.52 tnf.m

Vui	4.56 tnf
Vud	3.77 tnf

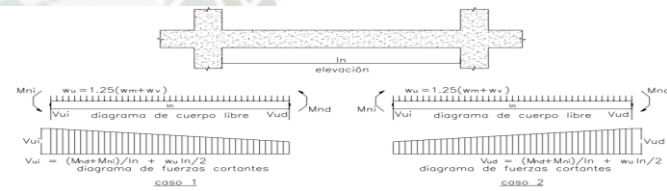
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	9.04 tnf
----	----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	4.47 tnf
----	----------



V8-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje A' entre 4-5

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

f'c	280.00	kg/cm ²
fy	4,200.00	kg/cm ²
ø	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

bw	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	4.56	ton
----	------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	6.46	ton
$\phi V_s = Vu - \phi V_c$		ton
$Vn = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	7.59	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	6.46	ton
$\phi V_c / 2$	3.23	ton

ACERO DE REFUERZO MINIMC S cal

68.16 S min 17.13 cm

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	12.91	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \text{ raiz}(f'c) * bw * d$	25.82	ton

S cal

S min cm

5.0 Resultados

S maximo cm

S maximo 15.00 cm

S diseño 15.00 cm

Diseño 1ø@.05, 5ø@.15, rto@.20

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c)=MPa)		d/2	3h/4
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ (f'c)=MPa)		600	
		d/4	3h/8
		300	

V9-4 a 5° Nivel-Diseño por flexión

Eje A'' entre 4-5

1.0 Límites de Acero según E.060

As min	2.39	cm ²
As max	18.20	cm ²

2.0 Factores según E.060

β ₁	0.85
ρ _b	0.028333
ρ _{max}	0.021250
ρ _{min}	0.002789

Momento "-" izquierda (tonf.m)	Momento "+" central (tonf.m)	Momento "-" derecha (tonf.m)
5.38	1.53	5.40
4.83	1.25	4.82

3.0 Diseño con ETABS

Acero del Mu	4.35	4.35 cm ²	Acero del Mu	1.20	2.39 cm ²	Acero del Mu	4.37	4.37 cm ²
2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²
1 φ	1/2"	1.27 cm ²	1 φ	1/2"	1.27 cm ²	1 φ	1/2"	1.27 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	5.27 cm²	CUANTIA MINIMA	BIEN	5.27	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	5.27 cm²
-----------------------------	-------------	----------------------------	-----------------------	-------------	-------------	-----------------------------	-------------	----------------------------

Acero del Mu	3.89	3.89 cm ²	Acero del Mu	0.98	2.39 cm ²	Acero del Mu	3.88	3.88 cm ²
2 φ	5/8"	4.03 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²	2 φ	5/8"	4.00 cm ²
0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²	0 φ	3/4"	0.00 cm ²
0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²	0 φ	1"	0.00 cm ²

CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	4.03 cm²	CUANTIA MINIMA	BIEN	4.00	CUANTIA DEL PROGRAMA	BIEN	4.00 cm²
-----------------------------	-------------	----------------------------	-----------------------	-------------	-------------	-----------------------------	-------------	----------------------------

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por Cortante según capítulo 21 de la norma E060

Punto 21.4.3 inciso "a"

Caso I

Ancho Tributario	1.85 m
CM	
CV	
Ln	1.85 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	5.27 cm ²
ai	3.72 cm
Mni	7.17 tnf.m
Asd	4.00 cm ²
ad	2.82 cm
Mnd	5.52 tnf.m

Vui	7.14 tnf
Vud	6.58 tnf

Caso II

Ancho Tributario	0.00 m
CM	0.00 tonf/m ²
CV	0.00 tonf/m ²
Ln	1.85 m
Wu (1.25CM+1.25CV)	0.30 tonf/m
Asi	4.03 cm ²
ai	2.84 cm
Mni	5.56 tnf.m
Asd	5.27 cm ²
ad	3.72 cm
Mnd	7.17 tnf.m

Vui	7.16 tnf
Vud	6.60 tnf

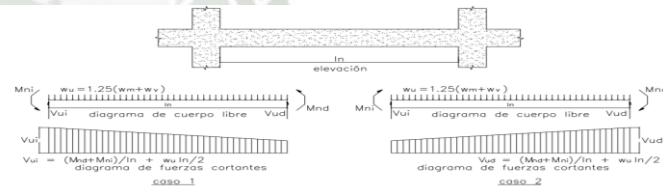
Punto 21.4.3 inciso "b"

Cortante Máximo con amplificación del sismo de 2.5

Vu	12.93 tnf
----	-----------

Cortante Máximo de las 05 combinaciones

Vu	5.30 tnf
----	----------



V9-4 a 5° Nivel-Diseño por corte

Eje A'' entre 4-5

Según Norma E.060

1.0 Datos del Material

$f'c$	280.00	kg/cm2
f_y	4,200.00	kg/cm2
ϕ	0.85	E060
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

b_w	25.00	cm
h	40.00	cm
d	34.25	cm

3.0 Análisis Estructural

V_u	7.16	ton
-------	------	-----

4.0 Diseño

Vc y Vs

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * b_w * d$	6.46	ton
$\phi V_s = V_u - \phi V_c$	0.70	ton
$V_n = (\phi V_c + \phi V_s) / \phi$	8.42	ton

Primer caso y segundo caso

$\phi V_c = \phi 0.53 \text{ raiz}(f'c) * b_w * d$	6.46	ton
$\phi V_c / 2$	3.23	ton

PASAR A LOS SGTES CASOS S cal

Tercer caso y cuarto caso

$2\phi V_c = \phi 1.06 \text{ raiz}(f'c) * b_w * d$	12.91	ton
$4\phi V_c = \phi 2.12 \text{ raiz}(f'c) * b_w * d$	25.82	ton

TERCER CASO A S cal

5.0 Resultados

S maximo	17.13	cm
S maximo	12.70	cm
S diseño	12.70	cm
Diseño	1@.05, 8@.10, rto@.20	

Diametro	cm	cm2
1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.29

CASOS PARA CORTANTES

Resumen de requisitos de resistencia al corte

- ✓ Si $V_u \leq \phi V_c / 2$, entonces no se necesita refuerzo transversal.
- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c / 2$ y $V_u \leq \phi V_c$, se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v_{min}} = 3.5 b_w \frac{s}{f_y}$$

Donde, $s \leq d/2$ y $s \leq 60$ cm

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, tenemos:

a) Si $V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces: $s \leq d/2$ ó $s \leq 60$ cm

b) Si $V_s > 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$ y $V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:
 $s \leq d/4$ ó $s \leq 30$ cm

- ✓ Si $V_s > 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$, entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto.

Cortante ultimo

Cortante resistente del concreto

Cortante resistente del acero

Cortante nominal

Intervalo del 1 y 2 caso

Intervalo del 1 y 2 caso

S min

cm

247.49 S min

17.13 cm

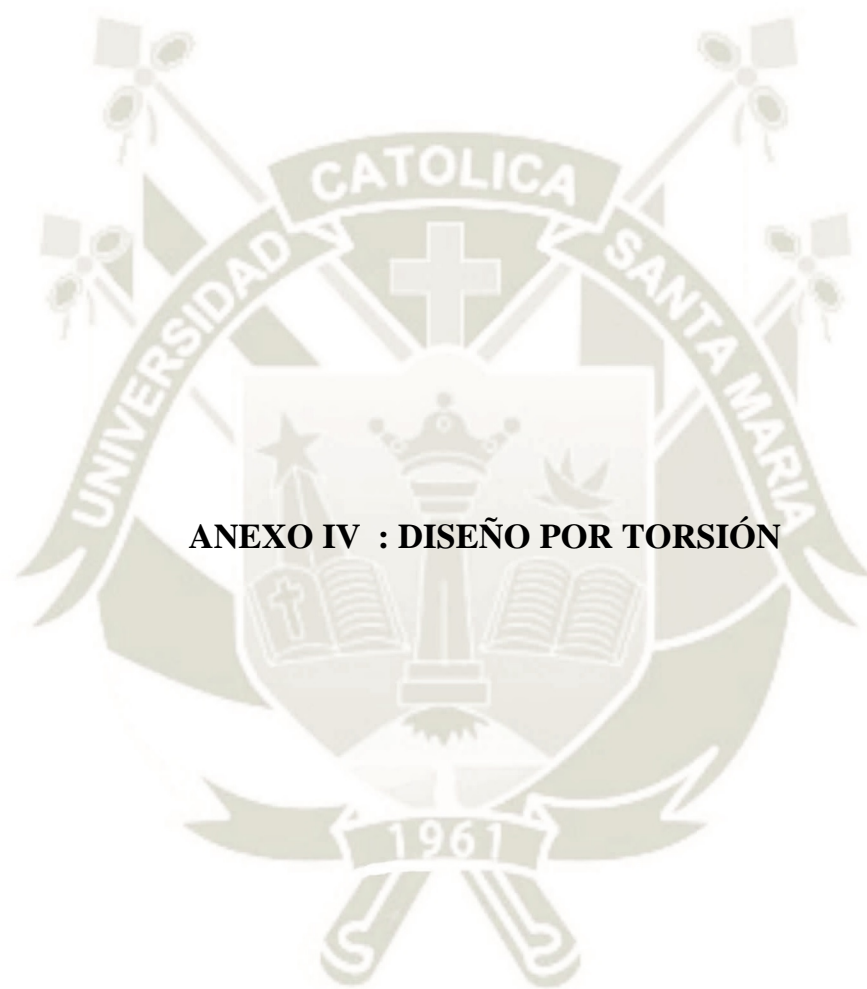
Tabla 9.7.6.2.2 de ACI

Capitulo 21.5.3.2 de norma E060

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c = \text{MPa}$)	$d/2$	600	$3h/4$
$> 0.33 \sqrt{f'c} b_w d$ ($f'c = \text{MPa}$)	$d/4$	300	$3h/8$

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$



ANEXO IV : DISEÑO POR TORSIÓN

V2 : En el eje 2 - 1° Nivel

1.0 DATOS DE LA GEOMETRÍA

b =	30	cm	Ancho de viga
h =	45	cm	Peralte de viga
r =	4	cm	Recubrimiento libre
Ø estrib =	3/8"		Diámetro de estribo
Ø long =	3/4"		Diámetro de refuerzo longitudinal
d' =	5.91	cm	Distancia a acero a compresión

2.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'c =	280	kg/cm ²	Resistencia a la compresión
f _y =	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ø _b =	0.9		Factor de reducción por flexión
ø _v =	0.85		Factor de reducción por cortante
ø _t =	0.85		Factor de reducción por torsión

3.0 DATOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

V _u =	14.77	ton	Cortante actuante
T _u =	0.54	ton-m	Torsión actuante
M _u =	15.53	ton-m	Momento flector actuante
As flexion =	10.25	cm ²	Refuerzo de acero por flexión

4.0 VERIFICACIÓN DE REFUERZO POR TORSIÓN

A _{cp} =	1350	cm ²	Área bruta de la sección
P _{cp} =	150	cm	Perímetro de sección bruta

$$\phi 0,27 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad 0.47 \text{ ton-m} \quad \text{Requiere refuerzo por torsión}$$

5.0 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

x ₁ =	21.0475	cm	
y ₁ =	36.0475	cm	
A _{oh} =	758.7	cm ²	
A _o =	644.90	cm ²	
d =	39.10	cm	
ph =	114.19	cm	Peralte efectivo de viga

6.0 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN PARA SOPORTAR T_u

$V_c =$ 10.40 ton Resistencia al corte de la sección

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f'c}\right)$$

14.08 ≤ 37.41

Sección suficientemente grande

7.0 REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSIÓN

$T_n =$ 0.635294118 ton-m Torsión nominal requerida

$\theta =$ 45 °

$A_t/s =$ 0.012 cm²/cm para 1 rama de estribo

8.0 REFUERZO POR CORTANTE REQUERIDO

$V_u \geq$ 0.5* V_c

14.77 ≥ 5.20

Requiere refuerzo por cortante

$V_s =$ 6.97 ton

$A_v/s =$ 0.042 cm²/cm para 2 ramas de estribo

9.0 SELECCIÓN DE ESTRIBOS

$A_t/s + A_v/s =$ 0.07 cm²/cm para 2 ramas de estribo

$s =$ 28.89 cm

Espaciamiento entre estribos requerido

$s_{max} =$ 14.27 cm

Espaciamiento máxima entre estribos

Usar espaciamiento de **14.27 cm** entre estribos como máximo

1.905 cm²/cm

>

0.34 cm²/cm

ok

10.0 REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN

$A_l =$ 1.34 cm²

$A_{l min} =$ 5.73 cm²

Usar refuerzo longitudinal **5.73 cm²** adicional repartidos en toda la sección

V3 : En el eje 3 - 1° Nivel

1.0 DATOS DE LA GEOMETRÍA

b =	30	cm	Ancho de viga
h =	45	cm	Peralte de viga
r =	4	cm	Recubrimiento libre
Ø estrib =	3/8"		Diámetro de estribo
Ø long =	3/4"		Diámetro de refuerzo longitudinal
d' =	5.91	cm	Distancia a acero a compresión

2.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f _c =	280	kg/cm ²	Resistencia a la compresión
f _y =	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ø _b =	0.9		Factor de reducción por flexión
ø _v =	0.85		Factor de reducción por cortante
ø _t =	0.85		Factor de reducción por torsión

3.0 DATOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

V _u =	11.87	ton	Cortante actuante
T _u =	0.89	ton-m	Torsión actuante
M _u =	12.97	ton-m	Momento flector actuante
As flexion =	8.43	cm ²	Refuerzo de acero por flexión

4.0 VERIFICACIÓN DE REFUERZO POR TORSIÓN

A _{cp} =	1350	cm ²	Área bruta de la sección
P _{cp} =	150	cm	Perímetro de sección bruta

$$\phi 0,27 \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) 0.47 \text{ ton-m} \quad \text{Requiere refuerzo por torsión}$$

5.0 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

x ₁ =	21.0475	cm	
y ₁ =	36.0475	cm	
A _{oh} =	758.7	cm ²	
A _o =	644.90	cm ²	
d =	39.10	cm	Peralte efectivo de viga
ph =	114.19	cm	

6.0 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN PARA SOPORTAR T_u

$V_c =$ 10.40 ton Resistencia al corte de la sección

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f'_c}\right)$$

14.50 \leq 37.41

Sección suficientemente grande

7.0 REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSIÓN

$T_n =$ 1.0470588 ton-m Torsión nominal requerida

$\theta =$ 45 °

$A_t/s =$ 0.019 cm²/cm para 1 rama de estribo

8.0 REFUERZO POR CORTANTE REQUERIDO

$V_u \geq$ 0.5* V_c

11.87 \geq 5.20

Requiere refuerzo por cortante

$V_s =$ 3.56 ton

$A_v/s =$ 0.022 cm²/cm para 2 ramas de estribo

9.0 SELECCIÓN DE ESTRIBOS

$A_t/s + A_v/s =$ 0.06 cm²/cm para 2 ramas de estribo

$s =$ 31.56 cm

Espaciamiento entre estribos requerido

$s_{max} =$ 14.27 cm

Espaciamiento máxima entre estribos

Usar espaciamiento de **14.27 cm** entre estribos como máximo

1.905 cm²/cm $>$ 0.34 cm²/cm **ok**

10.0 REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN

$A_l =$ 2.21 cm²

$A_{l\ min} =$ 4.95 cm²

Usar refuerzo longitud **4.95 cm²** adicional repartidos en toda la sección

V2 : En el eje 2 - 2 a 7° Nivel

1.0 DATOS DE LA GEOMETRÍA

b =	30	cm	Ancho de viga
h =	45	cm	Peralte de viga
r =	4	cm	Recubrimiento libre
Ø estrib =	3/8"		Diámetro de estribo
Ø long =	3/4"		Diámetro de refuerzo longitudinal
d' =	5.91	cm	Distancia a acero a compresión

2.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f _c =	280	kg/cm ²	Resistencia a la compresión
f _y =	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ø _b =	0.9		Factor de reducción por flexión
ø _v =	0.85		Factor de reducción por cortante
ø _t =	0.85		Factor de reducción por torsión

3.0 DATOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

V _u =	14.76	ton	Cortante actuante
T _u =	1.33	ton-m	Torsión actuante
M _u =	17.08	ton-m	Momento flector actuante
As flexion =	11.38	cm ²	Refuerzo de acero por flexión

4.0 VERIFICACIÓN DE REFUERZO POR TORSIÓN

A _{cp} =	1350	cm ²	Área bruta de la sección
P _{cp} =	150	cm	Perímetro de sección bruta

$$\phi 0,27 \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.47 \text{ ton-m} \quad \text{Requiere refuerzo por torsión}$$

5.0 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

x ₁ =	21.0475	cm	
y ₁ =	36.0475	cm	
A _{oh} =	758.7	cm ²	
A _o =	644.90	cm ²	
d =	39.10	cm	
ph =	114.19	cm	Peralte efectivo de viga

6.0 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN PARA SOPORTAR T_u

$V_c =$ 10.40 ton Resistencia al corte de la sección

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f'c}\right)$$

19.98 \leq 37.41

Sección suficientemente grande

7.0 REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSIÓN

$T_n =$ 1.564705882 ton-m Torsión nominal requerida

$\theta =$ 45 °

$A_t/s =$ 0.029 cm²/cm para 1 rama de estribo

8.0 REFUERZO POR CORTANTE REQUERIDO

$V_u \geq$ 0.5* V_c

14.76 \geq 5.20

Requiere refuerzo por cortante

$V_s =$ 6.96 ton

$A_v/s =$ 0.042 cm²/cm para 2 ramas de estribo

9.0 SELECCIÓN DE ESTRIBOS

$A_t/s + A_v/s =$ 0.10 cm²/cm para 2 ramas de estribo

$s =$ 19.02 cm

Espaciamiento entre estribos requerido

$s_{max} =$ 14.27 cm

Espaciamiento máxima entre estribos

Usar espaciamiento de **14.27 cm** entre estribos como máximo

1.905 cm²/cm

>

0.34 cm²/cm

ok

10.0 REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN

$A_l =$ 3.30 cm²

$A_{l\ min} =$ 3.86 cm²

Usar refuerzo longitudinal **3.86 cm²** adicional repartidos en toda la sección

V3 : En el eje 3 - 2 a 7° Nivel

1.0 DATOS DE LA GEOMETRÍA

b =	30	cm	Ancho de viga
h =	45	cm	Peralte de viga
r =	4	cm	Recubrimiento libre
Ø estrib =	3/8"		Diámetro de estribo
Ø long =	3/4"		Diámetro de refuerzo longitudinal
d' =	5.91	cm	Distancia a acero a compresión

2.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f _c =	280	kg/cm ²	Resistencia a la compresión
f _y =	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ø _b =	0.9		Factor de reducción por flexión
ø _v =	0.85		Factor de reducción por cortante
ø _t =	0.85		Factor de reducción por torsión

3.0 DATOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

V _u =	11.87	ton	Cortante actuante
T _u =	2.07	ton-m	Torsión actuante
M _u =	14.49	ton-m	Momento flector actuante
As flexion =	9.50	cm ²	Refuerzo de acero por flexión

4.0 VERIFICACIÓN DE REFUERZO POR TORSIÓN

A _{cp} =	1350	cm ²	Área bruta de la sección
P _{cp} =	150	cm	Perímetro de sección bruta

$$\phi 0,27 \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) 0.47 \text{ ton-m} \quad \text{Requiere refuerzo por torsión}$$

5.0 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

x ₁ =	21.0475	cm	
y ₁ =	36.0475	cm	
A _{oh} =	758.7	cm ²	
A _o =	644.90	cm ²	
d =	39.10	cm	Peralte efectivo de viga
ph =	114.19	cm	

6.0 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN PARA SOPORTAR T_u

$V_c =$ 10.40 ton Resistencia al corte de la sección

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f'_c}\right)$$

26.19 \leq 37.41

Sección suficientemente grande

7.0 REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSIÓN

$T_n =$ 2.4352941 ton-m Torsión nominal requerida

$\theta =$ 45 °

$A_t/s =$ 0.045 cm²/cm para 1 rama de estribo

8.0 REFUERZO POR CORTANTE REQUERIDO

$V_u \geq$ 0.5* V_c

11.87 \geq 5.20

Requiere refuerzo por cortante

$V_s =$ 3.56 ton

$A_v/s =$ 0.022 cm²/cm para 2 ramas de estribo

9.0 SELECCIÓN DE ESTRIBOS

$A_t/s + A_v/s =$ 0.11 cm²/cm para 2 ramas de estribo

$s =$ 17.07 cm

Espaciamiento entre estribos requerido

$s_{max} =$ 14.27 cm

Espaciamiento máxima entre estribos

Usar espaciamiento de **14.27 cm** entre estribos como máximo

1.905 cm²/cm $>$ 0.34 cm²/cm **ok**

10.0 REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN

$A_l =$ 5.13 cm²

$A_{l\ min} =$ 2.02 cm²

Usar refuerzo longitud **5.13 cm²** adicional repartidos en toda la sección

V2 : En el eje 2 - 8° Nivel

1.0 DATOS DE LA GEOMETRÍA

b =	30	cm	Ancho de viga
h =	45	cm	Peralte de viga
r =	4	cm	Recubrimiento libre
Ø estrib =	3/8"		Diámetro de estribo
Ø long =	3/4"		Diámetro de refuerzo longitudinal
d' =	5.91	cm	Distancia a acero a compresión

2.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'c =	280	kg/cm ²	Resistencia a la compresión
f _y =	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ø _b =	0.9		Factor de reducción por flexión
ø _v =	0.85		Factor de reducción por cortante
ø _t =	0.85		Factor de reducción por torsión

3.0 DATOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

V _u =	12.69	ton	Cortante actuante
T _u =	0.84	ton-m	Torsión actuante
M _u =	14.16	ton-m	Momento flector actuante
A _{s flexion} =	9.27	cm ²	Refuerzo de acero por flexión

4.0 VERIFICACIÓN DE REFUERZO POR TORSIÓN

A _{cp} =	1350	cm ²	Área bruta de la sección
P _{cp} =	150	cm	Perímetro de sección bruta

$$\phi 0,27 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.47 \text{ ton-m}$$

Requiere refuerzo por torsión

5.0 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

x ₁ =	21.0475	cm	
y ₁ =	36.0475	cm	
A _{oh} =	758.7	cm ²	
A _o =	644.90	cm ²	
d =	39.10	cm	
ph =	114.19	cm	Peralte efectivo de viga

6.0 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN PARA SOPORTAR T_u

$V_c =$ 10.40 ton Resistencia al corte de la sección

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f_c}\right)$$

14.60 \leq 37.41

Sección suficientemente grande

7.0 REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSIÓN

$T_n =$ 0.988235294 ton-m Torsión nominal requerida

$\theta =$ 45 °

$A_t/s =$ 0.018 cm²/cm para 1 rama de estribo

8.0 REFUERZO POR CORTANTE REQUERIDO

$V_u \geq$ 0.5* V_c

12.69 \geq 5.20

Requiere refuerzo por cortante

$V_s =$ 4.53 ton

$A_v/s =$ 0.028 cm²/cm para 2 ramas de estribo

9.0 SELECCIÓN DE ESTRIBOS

$A_t/s + A_v/s =$ 0.06 cm²/cm para 2 ramas de estribo

$s =$ 29.74 cm

Espaciamiento entre estribos requerido

$s_{max} =$ 14.27 cm

Espaciamiento máxima entre estribos

Usar espaciamiento de **14.27 cm** entre estribos como máximo

1.905 cm²/cm

>

0.34 cm²/cm

ok

10.0 REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN

$A_l =$ 2.08 cm²

$A_{l min} =$ 5.07 cm²

Usar refuerzo longitudinal **5.07 cm²** adicional repartidos en toda la sección

V3 : En el eje 3 - 8° Nivel

1.0 DATOS DE LA GEOMETRÍA

b =	30	cm	Ancho de viga
h =	45	cm	Peralte de viga
r =	4	cm	Recubrimiento libre
Ø estrib =	3/8"		Diámetro de estribo
Ø long =	3/4"		Diámetro de refuerzo longitudinal
d' =	5.91	cm	Distancia a acero a compresión

2.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f _c =	280	kg/cm ²	Resistencia a la compresión
f _y =	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ø _b =	0.9		Factor de reducción por flexión
ø _v =	0.85		Factor de reducción por cortante
ø _t =	0.85		Factor de reducción por torsión

3.0 DATOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

V _u =	10.3	ton	Cortante actuante
T _u =	0.71	ton-m	Torsión actuante
M _u =	12.05	ton-m	Momento flector actuante
As flexion =	7.80	cm ²	Refuerzo de acero por flexión

4.0 VERIFICACIÓN DE REFUERZO POR TORSIÓN

A _{cp} =	1350	cm ²	Área bruta de la sección
P _{cp} =	150	cm	Perímetro de sección bruta

$$\phi 0,27 \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) 0.47 \text{ ton-m} \quad \text{Requiere refuerzo por torsión}$$

5.0 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

x ₁ =	21.0475	cm	
y ₁ =	36.0475	cm	
A _{oh} =	758.7	cm ²	
A _o =	644.90	cm ²	
d =	39.10	cm	Peralte efectivo de viga
ph =	114.19	cm	

6.0 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN PARA SOPORTAR T_u

$V_c =$ 10.40 ton Resistencia al corte de la sección

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f'_c}\right)$$

12.07 \leq 37.41

Sección suficientemente grande

7.0 REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSIÓN

$T_n =$ 0.8352941 ton-m Torsión nominal requerida

$\theta =$ 45 °

$A_t/s =$ 0.015 cm²/cm para 1 rama de estribo

8.0 REFUERZO POR CORTANTE REQUERIDO

$V_u \geq$ 0.5* V_c

10.3 \geq 5.20

Requiere refuerzo por cortante

$V_s =$ 1.72 ton

$A_v/s =$ 0.010 cm²/cm para 2 ramas de estribo

9.0 SELECCIÓN DE ESTRIBOS

$A_t/s + A_v/s =$ 0.04 cm²/cm para 2 ramas de estribo

$s =$ 46.14 cm

Espaciamiento entre estribos requerido

$s_{max} =$ 14.27 cm

Espaciamiento máxima entre estribos

Usar espaciamiento de **14.27 cm** entre estribos como máximo

1.905 cm²/cm $>$ 0.34 cm²/cm **ok**

10.0 REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN

$A_l =$ 1.76 cm²

$A_{l\ min} =$ 5.39 cm²

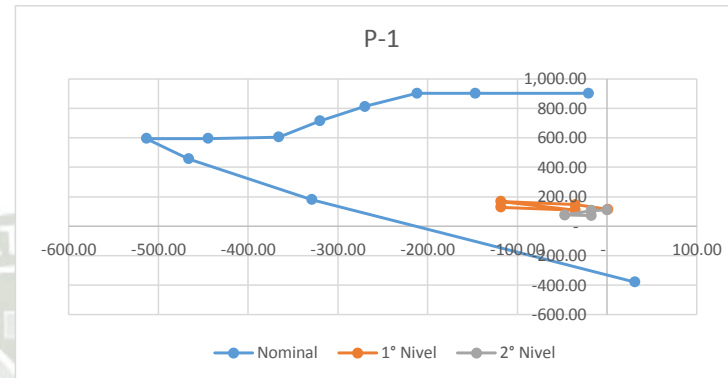
Usar refuerzo longitud **5.39 cm²** adicional repartidos en toda la sección



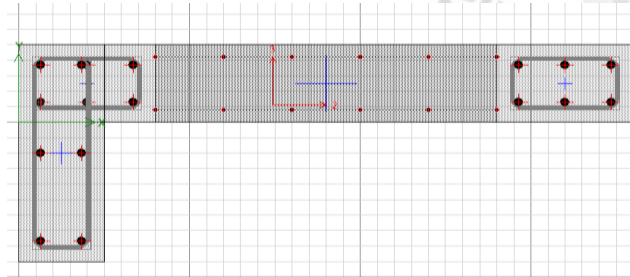
ANEXO V : DISEÑO DE PLACAS

PLACAS EN "Y"

P-1 (1 y 2 nivel) del eje A				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	902.83	-21.03	1° Nivel	
2.00	902.83	-146.89	114.75	0.61
3.00	902.83	-212.16	147.26	-35.44
4.00	813.39	-270.11	167.74	-118.49
5.00	715.35	-320.31	109.02	-35.64
6.00	605.20	-365.94	129.50	-118.70
7.00	595.86	-444.79	2° Nivel	
8.00	595.70	-513.60	101.93	-0.24
9.00	456.76	-466.15	110.52	-17.61
10.00	179.55	-328.87	106.68	-47.29
11.00	-379.21	30.87	76.28	-17.49
			72.44	-47.17



Con Elementos de Borde



1. Dimensiones de Elemento de Borde

- F'c
- Fy
- lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor
- bw (Alto de E.B.) dimensión menor
- S maximo según norma ACI-14
- S (Separación entre Estribos)
- φ (Diam. Estribo)
- φ (Diam. Longitudinal mas pequeño)

280.00	kg/cm2
4,200.00	kg/cm2
40.00	cm
25.00	cm
13.33	
8.00	cm
1/2"	
1"	

2. Area de acero necesaria

Según ACI 14

4.29 cm2

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

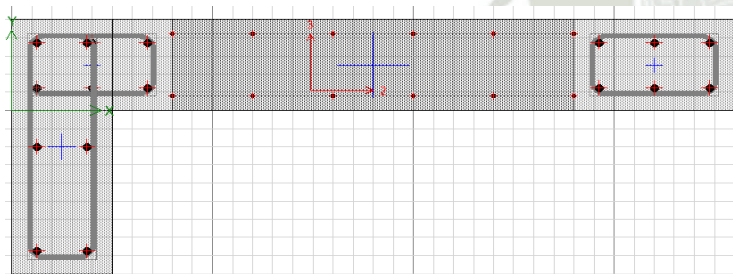
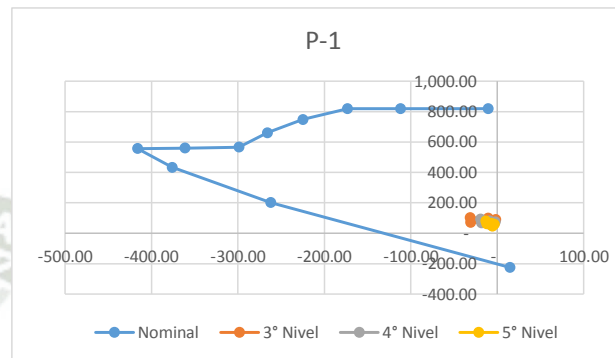
de fila de acero paralelo a "hw"

4.00

CUMPLE

Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 φ 1"
3er al 5to	6 φ 3/4"
6 to al 8vo	6 φ 5/8"

P-1 (3, 4 y 5 nivel) del eje A				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	819.02	-10.20	3° Nivel	
2.00	819.02	-111.94	88.72	-1.47
3.00	819.02	-173.16	97.95	-10.30
4.00	749.00	-224.49	101.77	-31.32
5.00	661.44	-265.79	68.15	-9.75
6.00	566.35	-298.85	71.96	-30.76
7.00	560.11	-361.28	4° Nivel	
8.00	556.69	-416.02	74.59	-2.44
9.00	432.99	-376.25	81.97	-8.75
10.00	201.74	-261.97	92.33	-19.07
11.00	-225.44	14.98	56.93	-7.82
			67.29	-18.18
			5° Nivel	
			60.44	-3.44
			66.68	-6.69
			80.81	-13.15
			46.47	-5.43
			60.59	-11.89



Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 ϕ 1"
3er al 5to	6 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	6 ϕ 5/8"

Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

$F'c$	280.00	kg/cm ²
Fy	4,200.00	kg/cm ²
lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor	40.00	cm
bw (Alto de E.B.) dimensión menor	25.00	cm
S maximo según norma ACI-14	11.43	
S (Separación entre Estribos)	8.00	cm
ϕ (Diam. Estribo)	1/2"	
ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)	3/4"	

2. Area de acero necesaria

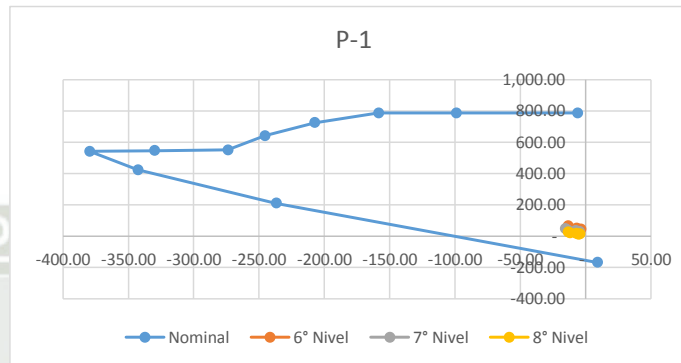
Según ACI 14 4.29 cm²

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw" 4.00

CUMPLE

P-1 (6, 7 y 8 nivel) del eje A				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	787.87	-6.18	6° Nivel	
2.00	787.87	-98.93	44.82	-3.75
3.00	787.87	-158.65	49.43	-7.13
4.00	725.09	-207.52	65.11	-13.60
5.00	641.43	-245.53	34.47	-5.72
6.00	551.95	-273.95	50.14	-12.19
7.00	546.93	-330.26	7° Nivel	
8.00	542.30	-379.77	30.99	-4.90
9.00	424.36	-342.91	34.66	-7.86
10.00	210.12	-237.07	48.93	-15.60
11.00	-168.29	9.07	24.50	-6.10



8° Nivel	
13.14	-4.32
17.13	-7.25
25.44	-13.60
12.76	-5.55
21.07	-11.90

Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

- F'c
- Fy
- lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor
- bw (Alto de E.B.) dimensión menor
- S maximo según norma ACI-14
- S (Separación entre Estribos)
- φ (Diam. Estribo)
- φ (Diam. Longitudinal mas pequeño)

2. Area de acero necesaria

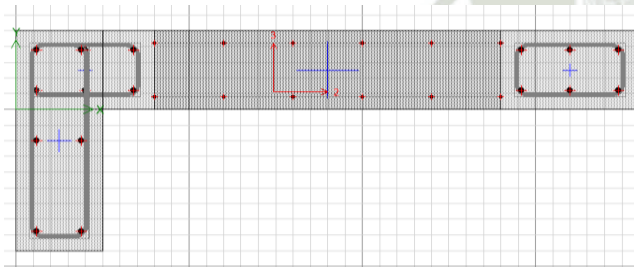
Según ACI 14

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw"

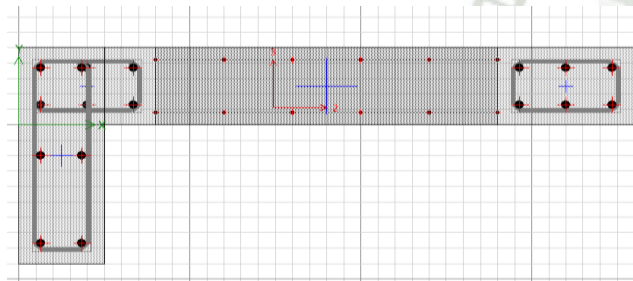
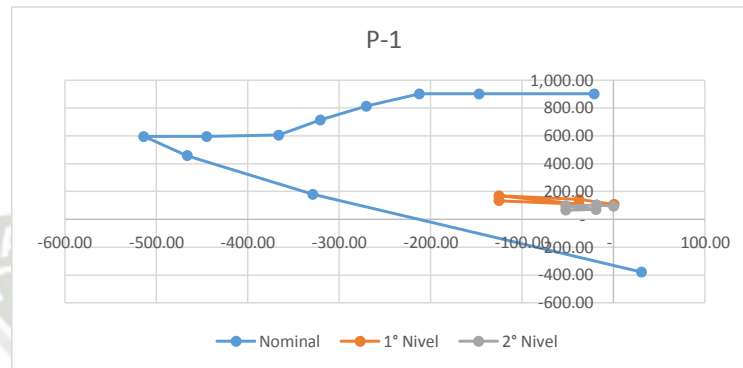
CUMPLE

280.00	kg/cm2
4,200.00	kg/cm2
40.00	cm
25.00	cm
9.53	
8.00	cm
1/2"	
5/8"	
4.29	cm2
4.00	



Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 φ 1"
3er al 5to	6 φ 3/4"
6 to al 8vo	6 φ 5/8"

P-1 (1 y 2 nivel) del eje B				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	902.83	-21.03	1° Nivel	
2.00	902.83	-146.89	106.59	0.67
3.00	902.83	-212.16	142.93	-37.39
4.00	813.39	-270.11	169.79	-125.14
5.00	715.35	-320.31	107.83	-37.62
6.00	605.20	-365.94	134.69	-125.37
7.00	595.86	-444.79	2° Nivel	
8.00	595.70	-513.60	94.13	0.30
9.00	456.76	-466.15	102.95	-18.70
10.00	179.55	-328.87	96.92	-52.08
11.00	-379.21	30.87	71.73	-18.80
			65.70	-52.18



Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

$F'c$	280.00	kg/cm ²
Fy	4,200.00	kg/cm ²
lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor	40.00	cm
bw (Alto de E.B.) dimensión menor	25.00	cm
S maximo según norma ACI-14	13.33	
S (Separación entre Estribos)	8.00	cm
ϕ (Diam. Estribo)	1/2"	
ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)	1"	

2. Area de acero necesaria

Según ACI 14 4.29 cm²

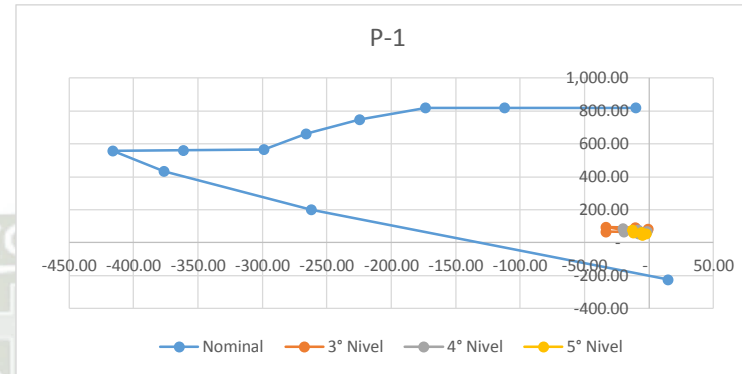
3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw" 4.00

CUMPLE

Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 ϕ 1"
3er al 5to	6 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	6 ϕ 5/8"

P-1 (3, 4 y 5 nivel) del eje B				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	819.02	-10.20	3° Nivel	
2.00	819.02	-111.94	81.69	-0.52
3.00	819.02	-173.16	91.43	-10.31
4.00	749.00	-224.49	94.00	-33.22
5.00	661.44	-265.79	64.34	-10.13
6.00	566.35	-298.85	66.93	-33.05
7.00	560.11	-361.28	4° Nivel	
8.00	556.69	-416.02	68.58	-1.23
9.00	432.99	-376.25	76.77	-8.27
10.00	201.74	-261.97	87.02	-19.88
11.00	-225.44	14.98	54.05	-7.83
			64.30	-19.44
			5° Nivel	
			55.53	-1.98
			62.76	-5.65
			77.57	-12.53
			44.44	-4.96
			59.25	-11.84



Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

$F'c$
 Fy

lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor
 bw (Alto de E.B.) dimensión menor
 S maximo según norma ACI-14
 S (Separación entre Estribos)
 ϕ (Diam. Estribo)
 ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)

2. Area de acero necesaria

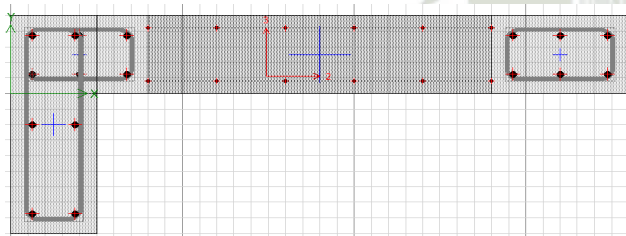
Según ACI 14

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw"

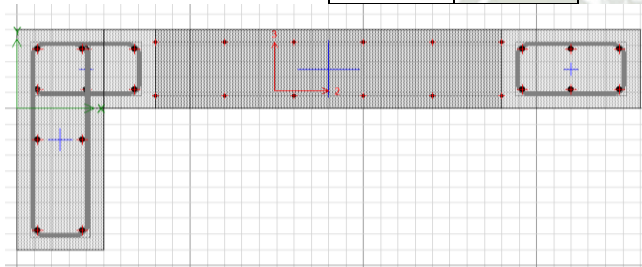
CUMPLE

280.00	kg/cm2
4,200.00	kg/cm2
40.00	cm
25.00	cm
11.43	
8.00	cm
1/2"	
3/4"	
4.29	cm2
4.00	

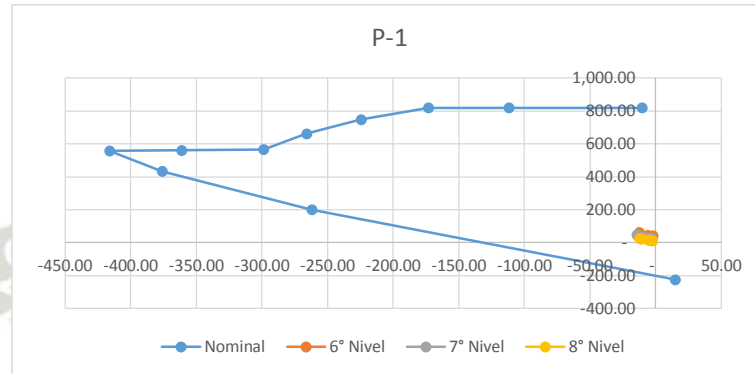


Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 ϕ 1"
3er al 5to	6 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	6 ϕ 5/8"

P-1 (6, 7, 8 nivel) del eje B				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	787.87	-6.18	6° Nivel	
2.00	787.87	-98.93	41.31	-2.20
3.00	787.87	-158.65	46.86	-5.86
4.00	725.09	-207.52	63.64	-12.40
5.00	641.43	-245.53	33.26	-5.06
6.00	551.95	-273.95	50.03	-11.60
7.00	546.93	-330.26	7° Nivel	
8.00	542.30	-379.77	28.83	-3.23
9.00	424.36	-342.91	33.21	-9.50
10.00	210.12	-237.07	48.45	-14.31
11.00	-168.29	9.07	23.90	-5.41
			39.14	-13.22
			8° Nivel	
			12.07	-2.40
			16.65	-5.67
			25.97	-12.05
			12.72	-4.72
			22.05	-11.11



Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 ϕ 1"
3er al 5to	6 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	6 ϕ 5/8"



Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

F'c	280.00	kg/cm2
Fy	4,200.00	kg/cm2
lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor	40.00	cm
bw (Alto de E.B.) dimensión menor	25.00	cm
S maximo según norma ACI-14	9.53	
S (Separación entre Estribos)	8.00	cm
ϕ (Diam. Estribo)	1/2"	
ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)	5/8"	

2. Area de acero necesaria

Según ACI 14 4.29 cm2

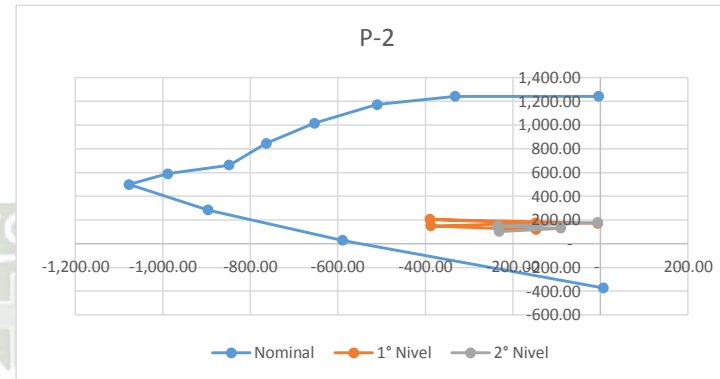
3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw" 4.00

CUMPLE

PLACAS EN "X"

P-2 (1 y 2 nivel)				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	1,241.26	-4.39		1° Nivel
2.00	1,241.26	-331.87	172.38	-6.03
3.00	1,172.18	-510.15	204.56	-389.29
4.00	1,013.83	-653.26	174.12	-148.47
5.00	845.86	-763.65	149.08	-387.30
6.00	662.43	-848.41	118.64	-146.48
7.00	589.06	-988.81		2° Nivel
8.00	497.96	-1,076.92	147.52	-6.51
9.00	284.63	-896.18	177.71	-233.41
10.00	27.93	-589.05	150.09	-90.19
11.00	-372.86	6.44	129.87	-231.15
			102.25	-87.93



Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

F'c

280.00 kg/cm2

Fy

4,200.00 kg/cm2

lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor

50.00 cm

bw (Alto de E.B.) dimensión menor

25.00 cm

S maximo según norma ACI-14

15.24

S (Separación entre Estribos)

8.00 cm

φ (Diam. Estribo)

1/2"

φ (Diam. Longitudinal mas pequeño)

1"

2. Area de acero necesaria

Según ACI 14

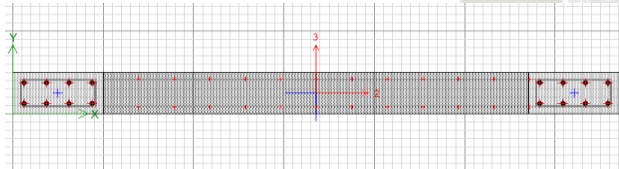
5.04 cm2

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw"

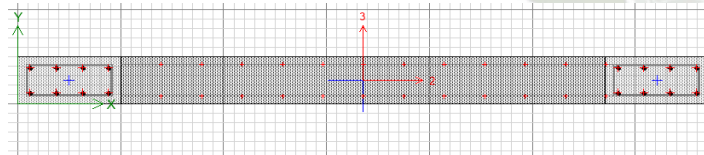
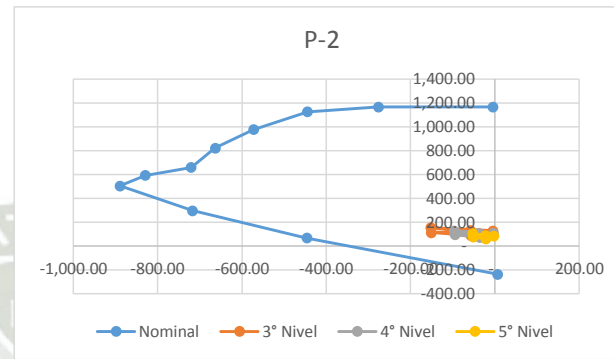
4.00

CUMPLE



Piso	Asl EB
1 er al 2do	10 φ 1"
3er al 5to	10 φ 3/4"
6 to al 8vo	10 φ 5/8"

P-2 (3, 4 y 5 nivel)				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	1,166.76	-4.39	3° Nivel	
2.00	1,166.76	-276.79	127.22	-5.02
3.00	1,124.89	-444.41	153.71	-152.33
4.00	976.97	-572.75	129.61	-58.13
5.00	822.94	-663.44	112.48	-150.54
6.00	659.12	-720.47	88.38	-56.34
7.00	592.97	-829.43	4° Nivel	
8.00	503.84	-889.48	106.34	-3.58
9.00	297.06	-717.40	128.31	-96.31
10.00	67.20	-446.03	108.21	-37.63
11.00	-236.17	6.44	93.90	-95.00
			73.81	-36.33
			5° Nivel	
			84.97	-2.22
			102.12	-52.25
			86.21	-22.40
			74.71	-51.42
			58.81	-21.57



Piso	Así EB
1 er al 2do	10 ϕ 1"
3er al 5to	10 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	10 ϕ 5/8"

Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

$F'c$	280.00 kg/cm ²
Fy	4,200.00 kg/cm ²
lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor	50.00 cm
bw (Alto de E.B.) dimensión menor	25.00 cm
S maximo según norma ACI-14	11.43
S (Separación entre Estribos)	8.00 cm
ϕ (Diam. Estribo)	1/2"
ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)	3/4"

2. Area de acero necesaria

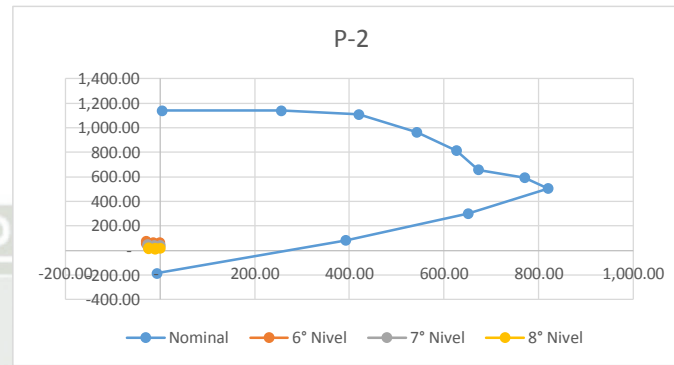
Según ACI 14 5.04 cm²

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw" 4.00

CUMPLE

P-2 (6, 7 y 8 nivel)				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	1,139.07	4.39	6° Nivel	
2.00	1,139.07	256.29	63.26	-0.50
3.00	1,107.34	419.95	75.65	-29.13
4.00	963.30	542.81	63.90	-14.27
5.00	814.47	626.19	55.36	-28.93
6.00	657.93	672.97	43.62	-14.07
7.00	594.50	770.21	7° Nivel	
8.00	506.12	819.88	40.46	0.23
9.00	301.77	651.05	48.38	-26.06
10.00	81.88	392.94	40.86	-12.60
11.00	-185.37	-6.44	35.61	-26.03



8° Nivel		Con Elementos de Borde	
17.41	0.80	1. Dimensiones de Elemento de Borde	
21.32	-23.92	F'c	280.00 kg/cm2
17.81	-10.63	Fy	4,200.00 kg/cm2
16.16	-23.97	lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor	50.00 cm
12.63	-10.67	bw (Alto de E.B.) dimensión menor	25.00 cm

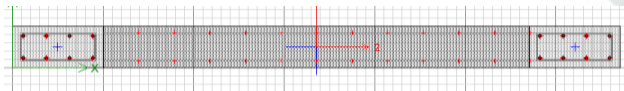
S maximo según norma ACI-14
 S (Separación entre Estribos)
 ϕ (Diam. Estribo)
 ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)

9.53	8.00 cm
1/2"	5/8"

2. Area de acero necesaria
 Según ACI 14
3. Diseño de As trans. del elemento de Borde
 # de fila de acero paralelo a "hw"

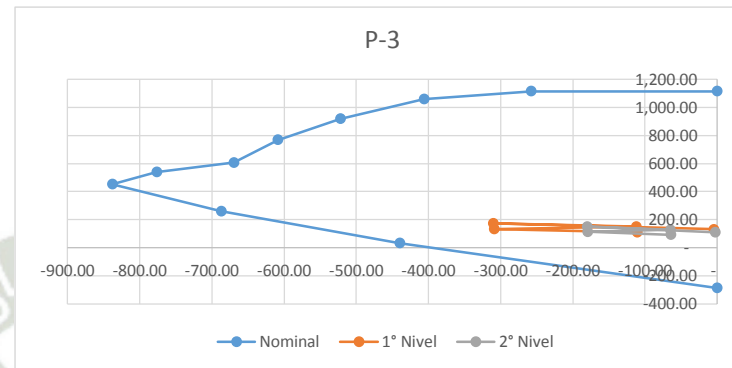
5.04	4.00
------	------

CUMPLE



Piso	Asl EB
1 er al 2do	10 ϕ 1"
3er al 5to	10 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	10 ϕ 5/8"

P-3 (1 y 2 nivel)				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	1,114.48	-	1° Nivel	
2.00	1,114.48	-258.17	131.16	-4.50
3.00	1,060.85	-405.97	172.84	-310.46
4.00	918.31	-522.30	151.00	-112.47
5.00	768.11	-608.72	132.19	-309.01
6.00	605.93	-669.77	110.35	-111.02
7.00	540.13	-776.63	2° Nivel	
8.00	453.87	-837.79	110.67	-2.90
9.00	259.94	-687.11	149.04	-180.48
10.00	34.11	-439.62	128.29	-65.09
11.00	-285.01	-	114.56	-179.64
			93.81	-64.26



Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

$F'c$	280.00 kg/cm ²
Fy	4,200.00 kg/cm ²
lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor	50.00 cm
bw (Alto de E.B.) dimensión menor	25.00 cm
S maximo según norma ACI-14	15.24
S (Separación entre Estribos)	8.00 cm
ϕ (Diam. Estribo)	1/2"
ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)	1"

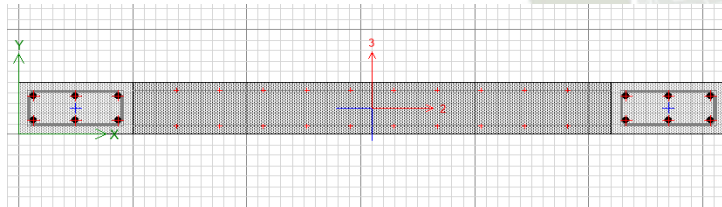
2. Area de acero necesaria

Según ACI 14 5.04 cm²

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

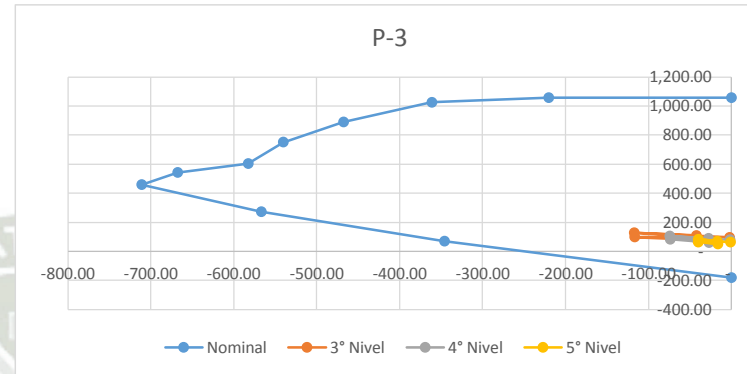
de fila de acero paralelo a "hw" 4.00

CUMPLE



Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 ϕ 1"
3er al 5to	6 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	6 ϕ 5/8"

P-3 (3, 4 y 5 nivel)				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	1,058.61	-	3° Nivel	
2.00	1,058.61	-220.61	94.82	-2.42
3.00	1,025.13	-361.32	127.93	-117.46
4.00	890.42	-467.56	108.57	-42.14
5.00	750.71	-540.53	98.51	-116.75
6.00	603.28	-582.64	79.14	-41.42
7.00	543.22	-667.81	4° Nivel	
8.00	459.49	-711.04	78.69	-1.80
9.00	271.19	-567.04	105.76	-74.69
10.00	67.75	-346.27	88.41	-27.88
11.00	-182.50	-	81.49	-74.18
			61.14	-27.36
			5° Nivel	
			62.34	-1.00
			83.16	-40.39
			68.27	-16.81
			64.13	-40.15
			49.24	-16.57



Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

F'c

280.00 kg/cm²

Fy

4,200.00 kg/cm²

lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor

50.00 cm

bw (Alto de E.B.) dimensión menor

25.00 cm

S maximo según norma ACI-14

11.43

S (Separación entre Estribos)

8.00 cm

φ (Diam. Estribo)

1/2"

φ (Diam. Longitudinal mas pequeño)

3/4"

2. Area de acero necesaria

Según ACI 14

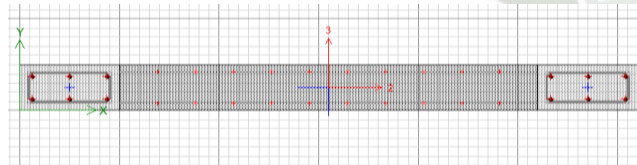
5.04 cm²

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw"

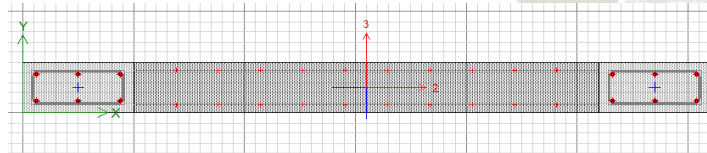
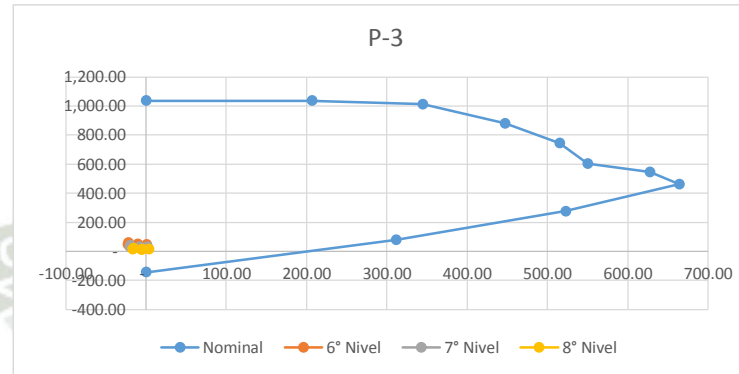
4.00

CUMPLE



Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 φ 1"
3er al 5to	6 φ 3/4"
6 to al 8vo	6 φ 5/8"

P-3 (6, 7, 8 nivel)				
Point	P (tonf)	M (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)
1.00	1,037.84	-	6° Nivel	
2.00	1,037.84	206.63	45.77	0.58
3.00	1,011.88	344.69	60.55	-22.25
4.00	880.10	447.20	48.45	-10.52
5.00	744.29	515.19	46.83	-22.55
6.00	602.34	550.29	34.72	-10.82
7.00	544.46	627.38	7° Nivel	
8.00	461.67	663.99	30.66	1.75
9.00	275.45	522.48	39.80	-19.52
10.00	80.34	311.65	31.98	-7.91
11.00	-144.40	-	30.66	-20.27
			22.83	-8.65
			8° Nivel	
			15.44	3.24
			19.46	-15.53
			15.92	-4.84
			14.94	-16.75
			11.40	-6.06



Piso	Asl EB
1 er al 2do	6 ϕ 1"
3er al 5to	6 ϕ 3/4"
6 to al 8vo	6 ϕ 5/8"

Con Elementos de Borde

1. Dimensiones de Elemento de Borde

$F'c$
 Fy
 lbe (Ancho de E.B.) dimensión mayor
 bw (Alto de E.B.) dimensión menor
 S maximo según norma ACI-14
 S (Separación entre Estribos)
 ϕ (Diam. Estribo)
 ϕ (Diam. Longitudinal mas pequeño)

280.00	kg/cm ²
4,200.00	kg/cm ²
50.00	cm
25.00	cm
9.53	
8.00	cm
1/2"	
5/8"	

2. Area de acero necesaria

Según ACI 14

5.04 cm²

3. Diseño de As trans. del elemento de Borde

de fila de acero paralelo a "hw"

4.00

CUMPLE

Diseño por cortante en placas P1

R	6.00		Coefficiente de Reducción
Vua	36.04	tonf	Cortante del análisis amplificado
Mn	471.43	tonf.m	Momento nominal del diagrama de interacciones
Mua	125.14	tonf.m	Momento ultimo del diagrama de interacciones
Vu	135.77	tonf	Cortante de diseño
Φ	0.85		Norma E060
f'c	280.00	kgf/cm2	Resistencia a la compresión del C°A°
fy	4,200.00	kgf/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero
Lm	1.80	m	Longitud del muro de concreto
bw	0.20	m	Espesor del Alma
hw	2.60	m	Altura del muro de concreto armado
Altura de desarrollo	5.20	m	Altura de disposición de At y Al
αc	0.8		
Vc = Acw(αc * raiz(f'c))	48.19	tonf	
Vs= Vu/Φ-Vc	111.54	tonf	

**TERCER CASO =
Vu > ΦVc**

2 φ	5/8"	4.00 cm²
St calculado	21.69	cm
St diseño	20	cm
Pt diseño	0.00800	
2 φ	5/8"	4.00 cm²
PI calculado	0.00540	
SI calculado	29.61	cm
SI diseño	30	cm

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por cortante en placas P2

R	6.00		Coefficiente de Reducción
Vua	39.98	tonf	Cortante del análisis amplificado
Mn	1,207.14	tonf.m	Momento nominal del diagrama de interacciones
Mua	389.29	tonf.m	Momento ultimo del diagrama de interacciones
Vu	123.97	tonf	Cortante de diseño
Φ	0.85		Norma E060
f'c	280.00	kgf/cm2	Resistencia a la compresión del C°A°
fy	4,200.00	kgf/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero
Lm	3.35	m	Longitud del muro de concreto
bw	0.20	m	Espesor del Alma
hw	2.60	m	Altura del muro de concreto armado
Altura de desarrollo	5.20	m	Altura de disposición de At y Al
αc	0.8		
Vc = Acw(αc * raiz(f'c))	89.69	tonf	
Vs= Vu/Φ-Vc	56.16	tonf	

**TERCER CASO =
Vu > ΦVc**

2 φ	3/8"	1.42 cm2
St calculado	22.72	cm
St diseño	20	cm
Pt diseño	0.00284	
2 φ	3/8"	1.42 cm2
PI calculado	0.00279	
SI calculado	20.34	cm
SI diseño	20	cm

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm2)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Diseño por cortante en placas P3

R	6.00		Coefficiente de Reducción
Vua	32.68	tonf	Cortante del análisis amplificado
Mn	800.00	tonf.m	Momento nominal del diagrama de interacciones
Mua	310.46	tonf.m	Momento ultimo del diagrama de interacciones
Vu	84.21	tonf	Cortante de diseño
Φ	0.85		Norma E060
f'c	280.00	kgf/cm2	Resistencia a la comprensión del C°A°
fy	4,200.00	kgf/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero
Lm	3.10	m	Longitud del muro de concreto
bw	0.20	m	Espesor del Alma
hw	2.60	m	Altura del muro de concreto armado
Altura de desarrollo	5.20	m	Altura de disposición de At y Al
αc	0.8		
Vc = Acw(αc * raiz(f'c))	83.00	tonf	
Vs= Vu/Φ-Vc	16.07	tonf	

**TERCER CASO =
Vu > ΦVc**

2 φ	3/8"	1.42 cm2
St calculado	22.72	cm
St diseño	20	cm
Pt diseño	0.00284	
2 φ	3/8"	1.42 cm2
PI calculado	0.00278	
SI calculado	20.41	cm
SI diseño	20.00	cm

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm2)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49



**ANEXO VI : ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE TERRENO
VECINO**



PROYECTOS DE INGENIERIA-CONSTRUCCIONES-SUPERVISIÓN-ASESORIA GEOTECNIA: ESTUDIO DE SUELOS, APLICACIONES DE GEOSINTÉTICOS,
INSTRUMENTACIÓN, ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.

NÉSTOR TUPA FERNÁNDEZ

Ingeniero Civil, MSc., DSc.
Registro del Colegio de Ingenieros del Perú N° 48221.

AREQUIPA: Urb. Juventud Ferroviaria F-5, Telef. 957999201

JULIACA: Av. Independencia N° 112, Telef. 957999201

INFORME TÉCNICO

Estudio de Suelos con fines de Cimentación de Edificio Multifamiliar

EDIFICIO MULTIFAMILIAR

URBANIZACIÓN EL ENSUEÑO II, MZ. F – LT. 4
Distrito de Sachaca, Provincia de Arequipa, Región Arequipa.

POR:

NÉSTOR TUPA FERNÁNDEZ

Ingeniero Civil, MSc., DSc.

Registro del Colegio de Ingenieros del Perú N° 48221

AREQUIPA - PERÚ



Néstor Tupa Fernández
INGENIERO CIVIL, MSc., DSc
Registro del Colegio de Ingenieros N° 48221

Marzo, 2017.



5.0. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN (ASPECTOS GEOTÉCNICOS)

El subsuelo del terreno donde se ubicará el Edificio Multifamiliar para su aplicación en la construcción de cimentaciones, de acuerdo a las observaciones y características físicas y correlación estratigráfica de las calicatas (C-1, C-2 y C-3), se ha definido un nivel de cimentación con suelo conformado por arena bien graduada y arena mal graduada con limos con compacidad media a densa (Perfil Estratigráfico, Apéndices).

Para efectos de evaluar la capacidad portante se utilizó la formulación de Meyerhof (Coduto, 1994):

$$q_u = cN_c s_c d_c + \sigma'_D N_q s_q d_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

s_c, s_q, s_γ , factores de forma

d_c, d_q, d_γ , factores de profundidad

$s_c = 1 + 0,2 K_p (B/L)$; $s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 K_p (B/L)$; $d_c = 1 + 0,2 (K_p)^{0,5} (D/B)$; $d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 (K_p)^{0,5} (D/B)$; $K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$.

$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$; $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$; $N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4\phi)$

Para cimentar las estructuras del Edificio Multifamiliar deberá emplazarse en los estratos SP, SW y SP-SM (arenas mal graduadas, arenas bien graduadas y arenas mal graduadas con limos, respectivamente, con compacidad media a densa) con peso específico $1,495 \text{ gf/cm}^3$, ángulo de rozamiento interno $35,96^\circ$ y factor de seguridad al corte de 1,4 (Das, 2001), con factor de seguridad a la capacidad portante de 3, la capacidad portante para una cimentación aislada cuadrada de lado $B = 1,50 \text{ m}$, con profundidad de cimentación $D_f = 2,50 \text{ m}$ ha resultado en $3,39 \text{ kgf/cm}^2$, a partir del Nivel de Piso Terminado (NPT -2,45, Figura 9). Además, para una zapata continua de ancho $B = 0,80 \text{ m}$ con profundidad de cimentación $D_f = 2,50 \text{ m}$ ha resultado en $2,90 \text{ kgf/cm}^2$ (la capacidad portante se determina en la profundidad de cota relativa de $-4,95 \text{ m}$ a partir del NPT del estacionamiento, Figura 9)

Nestor Tupa Fernandez
INGENIERO CIVIL, MSc., DSc.
Registro del Colegio de Ingenieros N° 48221



PROYECTOS DE INGENIERÍA-CONSTRUCCIONES-SUPERVISIÓN-ASESORIA. GEOTECNIA: ESTUDIO DE SUELOS, APLICACIONES DE GEOSINTÉTICOS, INSTRUMENTACIÓN, ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.

NÉSTOR TUPA FERNÁNDEZ

Ingeniero Civil, MSc., DSc.

Registro del Colegio de Ingenieros del Perú N° 48221.

AREQUIPA: Urb. Juventud Ferroviaria F-5, Telef. 957999201

JULIACA: Av. Independencia N° 112, Telef. 957999201

RECOMENDACIONES

- El nivel de desplante de la cimentación se determina a la profundidad de la cota relativa - 4,95 m, Figura 9, Apéndices; implicando situarla en los estratos clasificados en el sistema SUCS como arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y eventualmente en las capas de arena mal graduadas de clasificación SP donde debe observarse una compacidad densa
- Ejecutar las excavaciones considerando a los suelos con condiciones de excavabilidad normales y en caso de excavaciones profundas deberán procederse establecer condiciones de estabilidad adecuados (entibación). De ser necesarios la calzadura u otro proceso de estabilización deberán realizarse por etapas o tipo damero.
- El siguiente cuadro de condiciones de cimentación deberá ser transcrita en el plano correspondiente:

- Tipo de cimentación: Cimentación aislada y/o cimentación corrida.
- Estrato de desplante de la cimentación: Arenas limosas mal graduadas en condición densa (SP-SM) y arenas mal graduadas en condición densa (SP).
- Profundidad de Desplante de la Cimentación: $D_f = 2,50$ m, profundidad mínima (a partir de la cota relativa - 2,45 m NTP del estacionamiento, con nivel de desplante al nivel de la cota relativa - 4,95 m, Figura 9, Apéndices)
- Capacidad portante admisible: Cimentación aislada cuadrada de lado $L=1,50$ m: $q_a = 3,39$ kgf/cm ² (en el nivel de cota relativa - 4,95 m) Cimentación corrida de ancho $B = 0,80$ m: $q_a = 2,90$ kgf/cm ² (en el nivel de cota relativa - 4,95 m)
- Factor de seguridad: $FS = 3,0$.
- Ángulo de rozamiento: $\phi = 35,96^\circ$, y factor de seguridad por corte 1,4.
- Recomendaciones adicionales: No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra de chacra, tierra vegetal, relleno sanitario o rellenos sin control (sin compactación), estos materiales inadecuados deberán ser extraídos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales de buena calidad mediante procedimientos apropiados.
- El material de relleno en áreas de corte será constituida de material granular con pocos finos (GW), para el control de compactación se obtendrá como mínimo un grado de compactación de 95 % de la energía de compactación del Proctor Modificado.
- Evitar todo tipo de infiltración hacia el suelo de cimentación, proyectarse un adecuado sistema de drenaje y evacuación de aguas pluviales.

Néstor Tupa Fernández
INGENIERO CIVIL, MSc., DSc.
Registro del Colegio de Ingenieros N° 48221



PROYECTOS DE INGENIERÍA-CONSTRUCCIONES-SUPERVISIÓN-ASESORÍA. GEOTECNIA: ESTUDIO DE SUELOS, APLICACIONES DE GEOSINTÉTICOS, INSTRUMENTACIÓN, ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.

NÉSTOR TUPA FERNÁNDEZ

Ingeniero Civil, MSc., DSc.
Registro del Colegio de Ingenieros del Perú N° 48221.

AREQUIPA: Urb. Juventud Ferroviaria F-5, Telef. 957999201

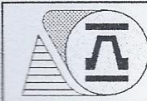
JULIACA: Av. Independencia N° 112, Telef. 957999201

**ENSAYO: CORTE DIRECTO
PRUEBA DE LABORATORIO**

Proyecto: Edificación Multifamiliar
Ubicación: Urbanización el Ensueño II Mz. F - Lote 4, Sachaca, Arequipa, Arequipa
Sondeo: Calicata C-2 Profundidad: 2.60 m
Fecha: 24/03/2017 Muestra: A tajo abierto Área Celda: 31.67 cm²

Lectura x	dx (mm)	Lect. T1	Lect. T2	Lect. T3	Lect. T4	Lect. T5	$\tau 1$ (kgf/cm ²)	$\tau 2$ (kgf/cm ²)	$\tau 3$ (kgf/cm ²)	$\tau 4$ (kgf/cm ²)	$\tau 5$ (kgf/cm ²)
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.2	26.0	29.0	31.0	34.0	58.0	0.25	0.27	0.29	0.32	0.55
40	0.4	35.0	43.0	56.0	85.0	116.0	0.33	0.41	0.53	0.81	1.10
60	0.6	42.0	45.0	67.0	98.0	152.0	0.40	0.43	0.63	0.93	1.44
80	0.8	45.0	47.0	72.0	115.0	170.0	0.43	0.45	0.68	1.09	1.61
100	1.0	48.0	52.0	78.0	130.0	200.0	0.45	0.49	0.74	1.23	1.89
120	1.2	50.0	55.0	85.0	142.0	215.0	0.47	0.52	0.81	1.35	2.04
140	1.4	51.0	57.0	89.0	153.0	230.0	0.48	0.54	0.84	1.45	2.18
160	1.6	52.0	62.0	92.0	162.0	240.0	0.49	0.59	0.87	1.53	2.27
180	1.8	53.0	68.0	97.0	170.0	253.0	0.50	0.64	0.92	1.61	2.40
200	2.0	53.0	74.0	99.0	177.0	261.0	0.50	0.70	0.94	1.68	2.47
220	2.2	53.0	78.0	110.0	182.0	268.0	0.50	0.74	1.04	1.72	2.54
240	2.4	53.0	81.0	123.0	185.0	272.0	0.50	0.77	1.17	1.75	2.58
260	2.6	53.0	83.0	128.0	186.0	273.0	0.50	0.79	1.21	1.76	2.59
280	2.8	53.0	86.0	132.0	187.0	279.0	0.50	0.81	1.25	1.77	2.64
300	3.0	53.0	89.0	136.0	187.0	283.0	0.50	0.84	1.29	1.77	2.68
320	3.2	53.0	90.0	139.0	187.0	290.0	0.50	0.85	1.32	1.77	2.75
340	3.4	53.0	91.0	141.0	186.0	292.0	0.50	0.86	1.34	1.76	2.77
360	3.6	52.0	91.0	149.0	184.0	293.0	0.49	0.86	1.41	1.74	2.78
380	3.8	51.0	91.0	151.0	180.0	293.0	0.48	0.86	1.43	1.71	2.78
400	4.0	48.0	91.0	151.0	174.0	293.0	0.45	0.86	1.43	1.65	2.78
420	4.2	45.0	90.0	151.0		293.0	0.43	0.85	1.43		2.78
440	4.4	42.0	89.0	150.0		291.0	0.40	0.84	1.42		2.76
460	4.6		88.0	150.0		290.0		0.83	1.42		2.75
480	4.8		87.0	148.0		289.0		0.82	1.40		2.74
500	5.0		83.0	147.0		288.0		0.79	1.39		2.73
520	5.2		78.0	140.0		287.0		0.74	1.33		2.72
540	5.4		74.0			287.0		0.70			2.72
560	5.6					286.0					2.71
580	5.8					284.0					2.69

Néstor Tupa Fernández
Néstor Tupa Fernández
- INGENIERO CIVIL, MSc., DSc.
Registro del Colegio de Ingenieros N° 48221



PROYECTOS DE INGENIERÍA-CONSTRUCCIONES-SUPERVISIÓN-ASESORÍA. GEOTECNIA: ESTUDIO DE SUELOS, APLICACIONES DE GEOSINTÉTICOS, INSTRUMENTACIÓN, ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.

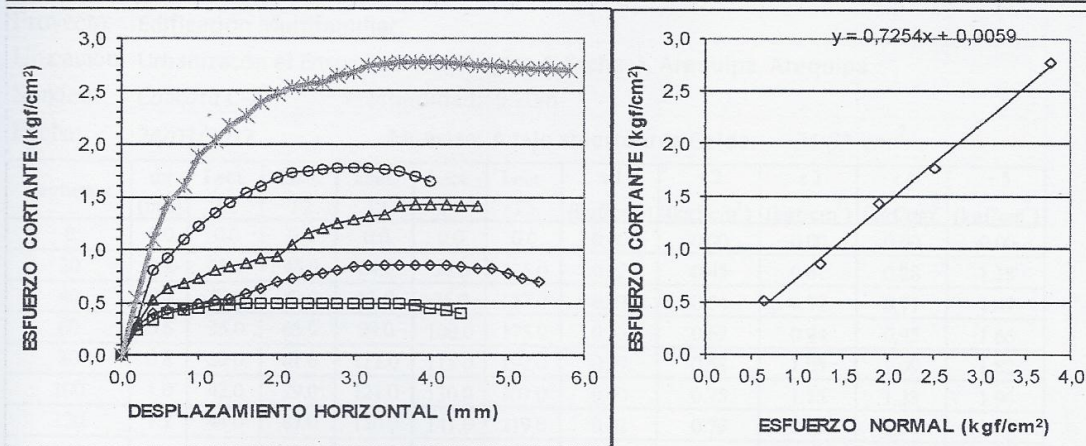
NÉSTOR TUPA FERNÁNDEZ

Ingeniero Civil, MSc., DSc.
Registro del Colegio de Ingenieros del Perú N° 48221.

AREQUIPA: Urb. Juventud Ferroviaria F-5, Telef. 957999201

JULIACA: Av. Independencia N° 112, Telef. 957999201

Esfuerzo Normal (σ , kgf/cm ²)					0,63	1,26	1,89	2,52	3,78
Esfuerzo Cortante (τ , kgf/cm ²)					0,50	0,86	1,43	1,77	2,78



Observaciones: Angulo de rozamiento interno de pico 35,96°

Nestor Tupa Fernandez
 Nestor Tupa Fernandez
 INGENIERO CIVIL, MSc., DSc.
 Registro del Colegio de Ingenieros N° 48221



DISEÑO DE FLEXIÓN ACERO EN "X"

Momento "M" entre el eje A y B - ACERO SUPERIOR

Según Norma E.060

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 100.00 cm
h 45.00 cm
d 37.50 cm

3.0 Momento Actuante

Mu - 19.61 ton-m

4.0 Diseño

As + Superior 14.32 cm²
As min 6.75 cm²
As max 79.69 cm²
ρ 0.00

5.0 Verificación

β1 0.85
ρb 0.03
ρmax 0.02125 **Cumple**
ρmin 0.00180 **Cumple**

0 φ por vigueta SUPERIOR	3/4"	-	cm ²
4 φ por vigueta INFERIOR	5/8"	8.00	cm ²
6.67 φ por vigueta SUPERIOR	3/4"	17.04	cm ²
Cuantía Cumple		25.04	cm ²

BIEN

SUPERIOR	3/4"	@	15.15 cm
INFERIOR	5/8"	@	25.00 cm

Según ACI 318S-14

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 100.00 cm
h 45.00 cm
d 42.00 cm

3.0 Momento Actuante

Mu 19.61 ton-m

4.0 Diseño

As 12.69 cm²
As min 14.00 cm²
ρ 0.00
a 2.24 cm
β1 0.85
c 2.63 cm
c/d 0.06 **Controlado tensión**

5.0 Cuantías

ρmin 0.00 **Cuantía mínima**
ρmax 0.02 **Cumple**
ρb 0.03 (Sale a partir del ACI)
φ 0.90 (Sale a partir del ACI)

Mr **19.61** ton-m

$$\phi = 0.224 + 0.426 \frac{\rho_b}{\rho}$$

φ Diametro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diametro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

DISEÑO DE FLEXIÓN ACERO EN "Y"

Momento "k" entre el eje 1 y 4

Según Norma E.060

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 100.00 cm
h 45.00 cm
d 37.50 cm

3.0 Momento Actuante

Mu - 9.44 ton-m

4.0 Diseño

As + Superior 6.77 cm²
As min 6.75 cm²
As max 79.69 cm²
ρ 0.00

5.0 Verificación

β₁ 0.85
ρ_b 0.03
ρ_{max} 0.02125 **Cumple**
ρ_{min} 0.00180 **Cumple**

4 φ por vigueta SUPERIOR	5/8"	8.00	cm ²
4 φ por vigueta INFERIOR	5/8"	8.00	cm ²
0 φ por vigueta	5/8"	-	cm ²
Cuantía Cumple		16.00	cm²

BIEN

SUPERIOR	5/8"	@	25.00 cm
INFERIOR	5/8"	@	25.00 cm

Según ACI 318S-14

1.0 Datos del material

f'c 280.00 kg/cm²
fy 4,200.00 kg/cm²

3.0 Datos de geometría

b 100.00 cm
h 45.00 cm
d 42.00 cm

3.0 Momento Actuante

Mu 9.44 ton-m

4.0 Diseño

As 6.02 cm²
As min 14.00 cm²
ρ 0.00
a 1.06 cm
β₁ 0.85

c 1.25 cm
c/d 0.03 **Controlado tensión**

5.0 Cuantías

ρ_{min} 0.00 **Cuantía mínima**
ρ_{max} 0.02 **Cumple**
ρ_b 0.03 (Sale a partir del ACI)
φ 0.90 (Sale a partir del ACI)

Mr **9.44** ton-m

$$\phi = 0.224 + 0.426 \frac{\rho_b}{\rho}$$

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49

Momento "+" en el eje 4 y 5 con longitud de 90 cm hacia el eje 3

Según Norma E.060

1.0 Datos del material

f'c	280.00	kg/cm ²
fy	4,200.00	kg/cm ²

3.0 Datos de geometría

b	100.00	cm
h	45.00	cm
d	37.50	cm

3.0 Momento Actuante

Mu - Inferior	15.90	ton-m
---------------	-------	-------

4.0 Diseño

As - Inferior	11.53	cm ²
As min	6.75	cm ²
As max	79.69	cm ²
ρ	0.00	

5.0 Verificación

β1	0.85	
ρb	0.03	
ρmax	0.02125	Cumple
ρmin	0.00180	Cumple

4 φ por vigueta SUPERIOR	5/8"	8.00	cm ²
4 φ por vigueta INFERIOR	3/4"	11.36	cm ²
0 φ por vigueta	5/8"	-	cm ²
Cuantía Cumple		19.36	cm²

BIEN

SUPERIOR	5/8"	@	25.00	cm
INFERIOR	3/4"	@	25.00	cm

Según ACI 318S-14

1.0 Datos del material

f'c	280.00	kg/cm ²
fy	4,200.00	kg/cm ²

3.0 Datos de geometría

b	100.00	cm
h	45.00	cm
d	42.00	cm

3.0 Momento Actuante

Mu	15.90	ton-m
----	-------	-------

4.0 Diseño

As	10.24	cm ²
As min	14.00	cm ²
ρ	0.00	
a	1.81	cm
β1	0.85	
c	2.12	cm
c/d	0.05	Controlado tensión

5.0 Cuantías

ρmin	0.00	Cuantía mínima
ρmax	0.02	Cumple
ρb	0.03	(Sale a partir del ACI)
φ	0.90	(Sale a partir del ACI)

Mr 15.90 ton-m

$$\phi = 0.224 + 0.426 \frac{\rho_b}{\rho}$$

φ Diámetro	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Area (cm ²)	0.31	0.71	1.27	2.00	2.84	5.10	10.06
Diámetro (cm)	0.64	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.49



INDICE DE PLANOS		
N° ORDEN	N° PLANO	DENOMINACIÓN
1	E-01	ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES
2	E-02	ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES
3	E-03	LOSA DE CIMENTACIÓN Y CISTERNA
4	E-04	COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS
5	E-05	VIGAS Y ALIGERADOS 1-5° NIVEL
6	E-06	VIGAS Y ALIGERADOS 1-5° NIVEL
7	E-07	VIGAS Y ALIGERADOS 6-7° NIVEL
8	E-08	VIGAS Y ALIGERADOS 8° NIVEL

CUADRO DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Res.: Néstor Tupa Fernández

1- Perfil Estatigráfico

Superficialmente se ha observado presencia de material de tierra de chacra color marrón con humedad mínima, esporádicamente con presencia de raíces.

Sigue una capa de arena limosa color marrón, de humedad baja, compacidad media, poco deleznable, con presencia esporádica de gravas, con forma de partículas angulosas.

Sucede una capa de arena limosa de color marrón, medianamente deleznable, de compacidad media, humedad mínima y presencia esporádica de partículas de grava.

Continúa una capa conformada de arena limosa de color marrón de compacidad densa, poco deleznable, con presencia de gravas con tamaño máximo de 2 1/2".

Prosigue una capa de arena gravosa de color gris, con presencia de gravas de diámetro máximo de 2", de partículas sub-angulosas a sub-redondeadas y, humedad baja, compacidad media a densa, poco deleznable.

La capa siguiente es una arena limosa de color marrón, de humedad baja, compacidad media, con presencia esporádica de partículas gravosas.

La capa del fondo se describe como material granular en desintegración, de color gris de compacidad densa, con poca humedad.

- Profundidad de Desplante (Df) : - 2.45m
- Capacidad Admisible del Terreno (Qadm) : 3.39 kgf/cm²
- Coefficiente de Balasto (K30) : 16950 kgf/cm
- % Compactación : 95%
- No se necesita drenaje, ya que el suelo no tiene suelos impermeabilizantes como limos o arcillas que impidan el drenaje natural del agua.

ESPECIFICACIONES GENERALES

NORMAS DEL R.N.E

- NORMA E.020 CARGAS
- NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE
- NORMA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
- NORMA E.060 CONCRETO ARMADO

RECUBRIMIENTOS

- Columnas - Vigas = 4.0cm
- Columnas en Muros de Albañilería = 2.5cm
- Aligerado- Losas - Vigas chatas = 2.0cm
- Cimentación- Vigas de Cimentación = 7.5cm

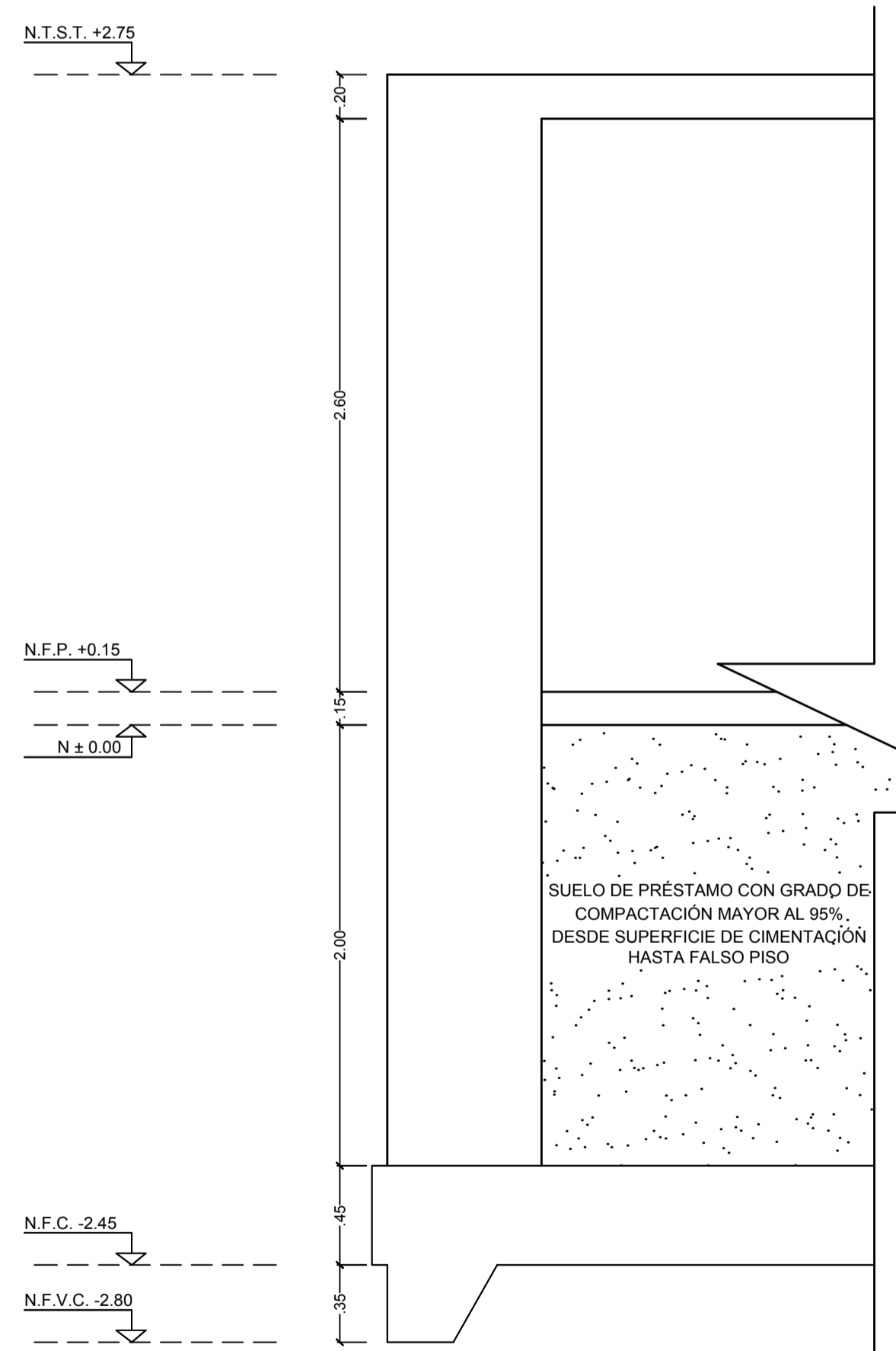
ESPECIFICACIONES PARA MUROS DE LADRILLO

- fm = 65 kg/cm²
- Unidad de albañilería = Sólido, Tipo IV Industrializado.
- Tipo de mortero = 1:4 (Cemento:Arena)

CARGA MUERTA (CM)	Cargas	Tabiquería = 150 kgf/m ²
	Piso Terminado = 100 kgf/m ²	
CARGA VIVA (CV)	Concreto	-Y = 2.40 tonf/m ³
	(Peso Especifico)	-E = 2509980.08 tonf/m ² (Módulo de Elasticidad)
	-v = 0.25 (Módulo de Poisson)	
	-F'c = 280 kgf/cm ² (Resistencia a la compresión)	
CARGA SISMO (CS)	Acero	-Y = 7.85 tonf/m ³
	(Peso Especifico)	-E = 20389019.16 tonf/m ² (Módulo de Elasticidad)
	-Fy = 4200 kgf/cm ² (Esfuerzo de Fluencia)	
	Sobrecarga	-Losas = 200 kgf/m ²
	-Techo = 100 kgf/m ²	
	-Escaleras = 400 kgf/m ²	
	Parametros de E.030	
	- Z = 0.35 (Zonificación)	
	- U = 1.00 (Uso de la edificación)	
	- S = 1.15 (Suelo)	
- Tp = 0.60s (Periodo del Suelo)		
- Tl = 2.00s (Periodo para el factor C de desplazamiento constante)		
Sistema Estructural Sismorresistente de "Muros de Concreto Armado"		
- % Cortante absorbida por muros de C°A° en x = 97%		
- % Cortante absorbida por muros de C°A° en y = 91%		
- Hn = 21.85 m (Altura del Edificio)		
- Ct = 60		
- R = 6 (Factor de Reducción)		
- C = 2.50 (Factor de amplificación Sísmica)		
Análisis Estructural		
- T en x = 0.551s (Periodo)		
- T en y = 0.633s (Periodo)		
- V en x = 168.08 tonf (Cortante)		
- V en y = 168.08 tonf (Cortante)		
- D en x = 9.46cm (Desplazamiento máximo en ultimo piso)		
- D en y = 10.46cm (Desplazamiento máximo en ultimo piso)		
- δ en x = 0.00516 (Deriva máxima)		
- δ en y = 0.00586 (Deriva máxima)		

NOTA:

- La dirección "x" se encuentra en el sentido mas corto del terreno
- La dirección "y" se encuentra en el sentido mas largo del terreno
- Se necesita ubicar estaciones acelerometricas para construcciones de mas de 10 000 m² de area construida y edificios mayores a 20 niveles.

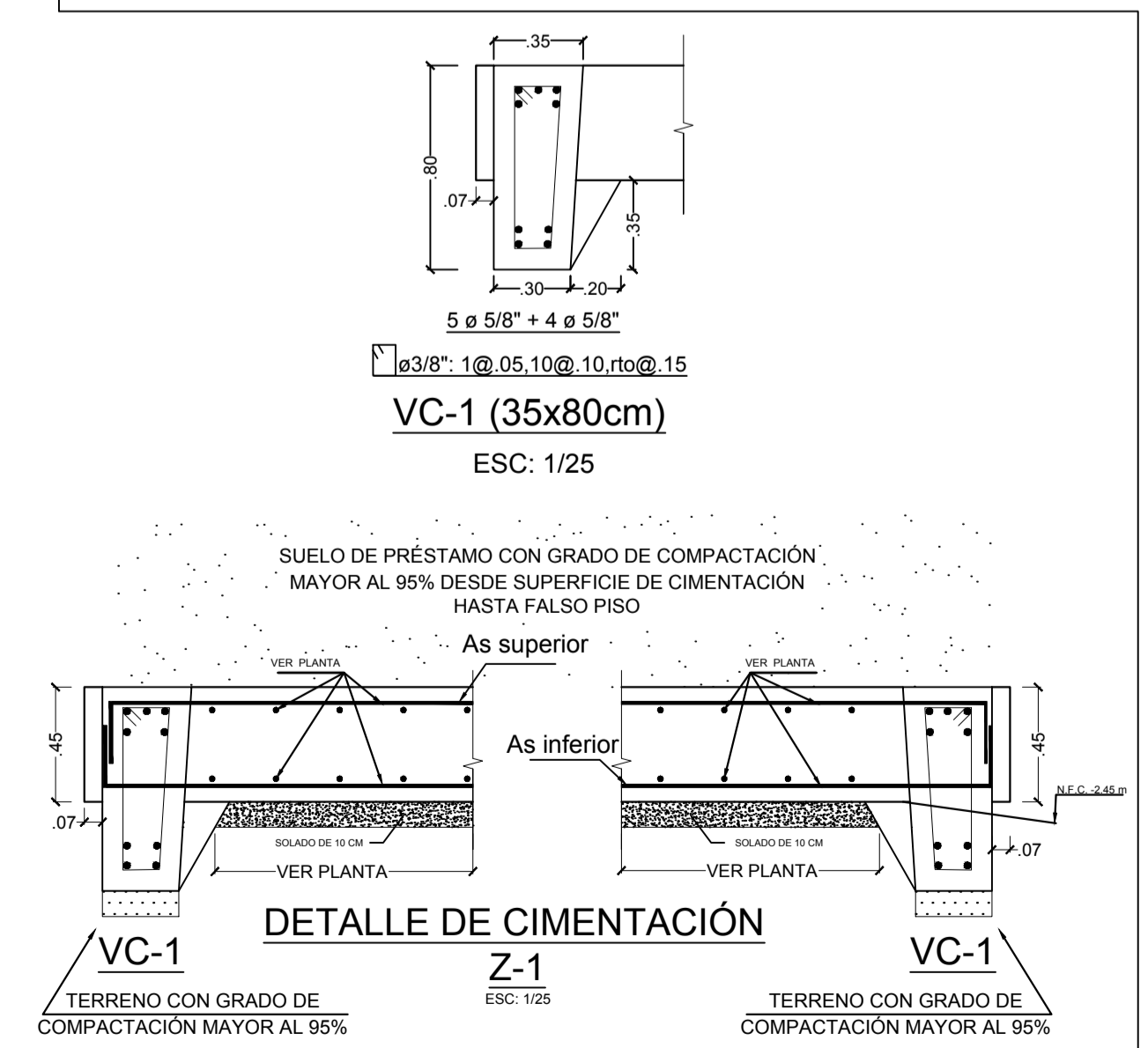
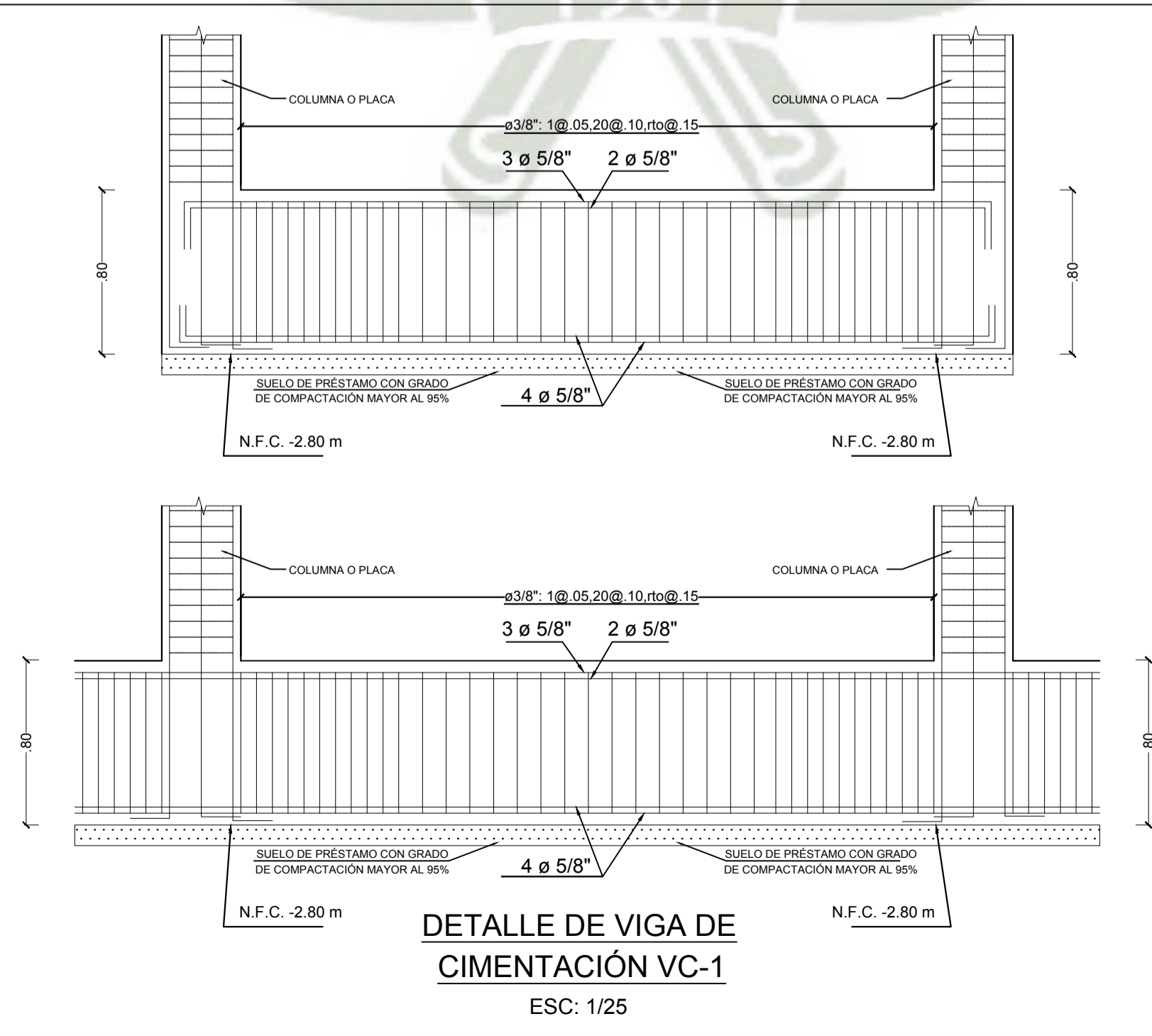


DETALLE DE NIVELES DE LA ESTRUCTURA
ESC: 1/25

LEYENDA

- N.F.V.C. : Nivel de fondo de viga de cimentación.
- N.F.C. : Nivel de fondo de viga de cimentación.
- N ± 0.00 : Nivel cero.
- N.F.P. : Nivel de falso piso.
- N.T.S.T. : Nivel de techo sin terminar.

DETALLES DE LA LAMINA E-03 "LOSA DE CIMENTACIÓN Y CISTERNA"



PROYECTO: **VIVIENDA MULTIFAMILIAR**

PLANO: **ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES**

UBICACION:	DEL PLANO:
DEPARTAMENTO: AREQUIPA	CAD: GMJ
PROVINCIA: AREQUIPA	ESCALA: 1:50
DISTRITO: SACHACA	REVISION:
LUGAR: URB. EL ENBUENO 1 MZ F LOTE 1	REVISION:

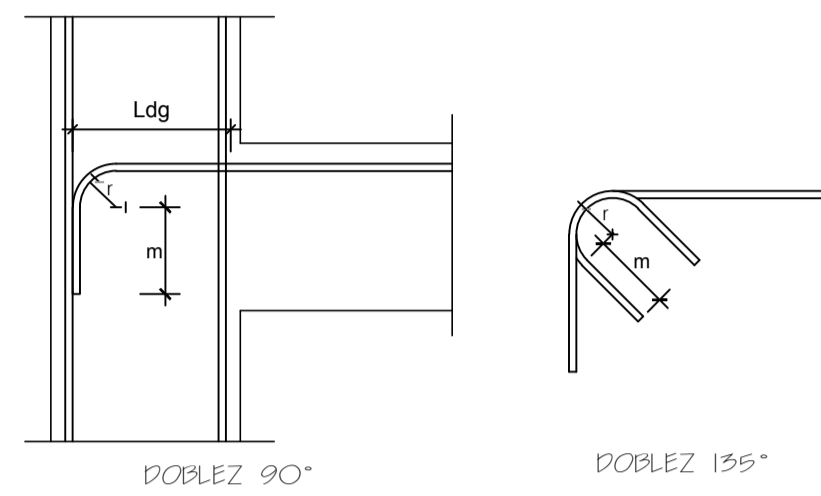
PROFESIONAL: **BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER**

FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL:

DETALLES DE LA LAMINA E-04 "COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS"
Y E-05, E-06, E-07 Y E-08 "VIGAS Y ALIGERADOS"

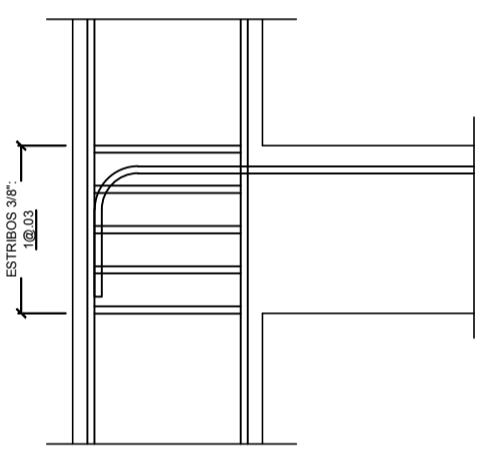
DETALLES DE EMPALMES Y GANCHOS

GANCHOS EN BARRAS LONGITUDINALES Y ESTRIBOS

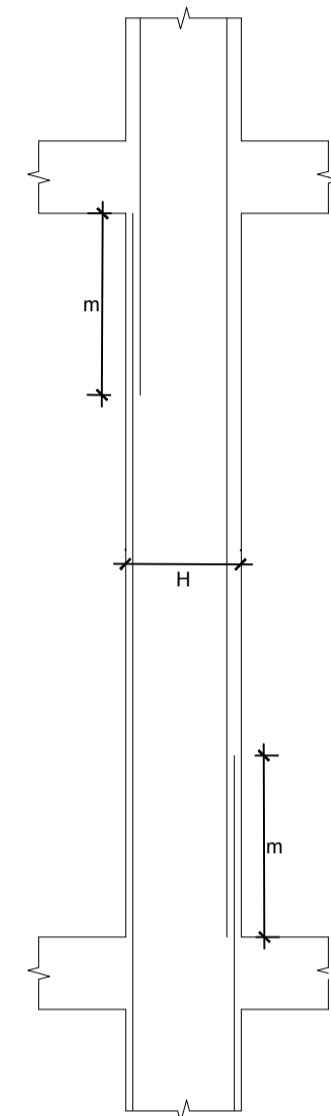


Ø	db (cm)	r (cm)	m (cm)	Ldg (cm)
3/8"	0.952	3.00	12.0	30.00
1/2"	1.270	4.00	16.0	45.00
5/8"	1.587	5.00	19.0	55.00
3/4"	1.905	6.00	23.0	65.00
1"	2.540	8.00	31.0	85.00

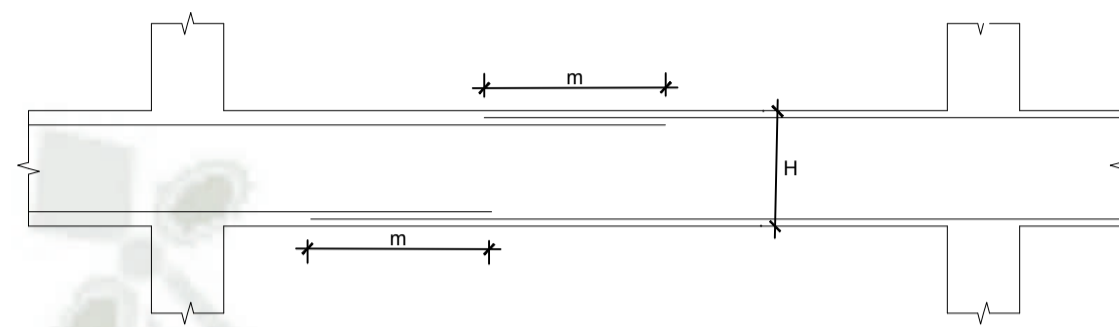
ESTRIBOS EN NUDOS COLUMNA-VIGA



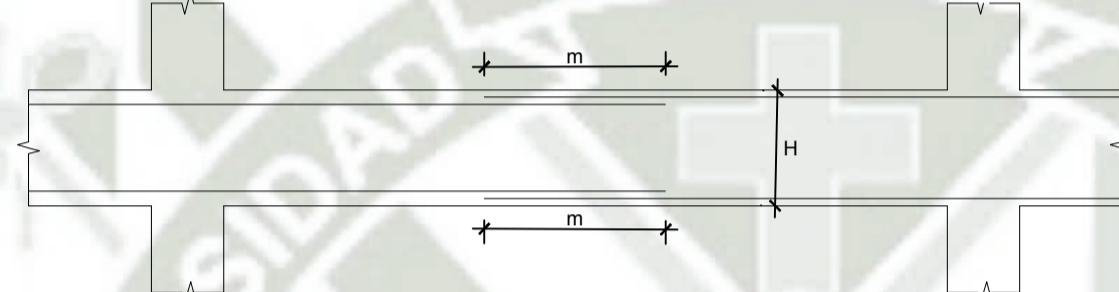
EMPALME PARA COLUMNAS Y PLACAS



EMPALME PARA VIGAS QUE TRABAJAN BAJO CARGAS GRAVITACIONALES (V1, V2, V3, V4 Y V15)



EMPALME PARA VIGAS QUE TRABAJAN BAJO CARGAS SISMICAS (V5, V6, V7, V8, V9, V10, V11, V12, V13, V14, V16 Y V17)



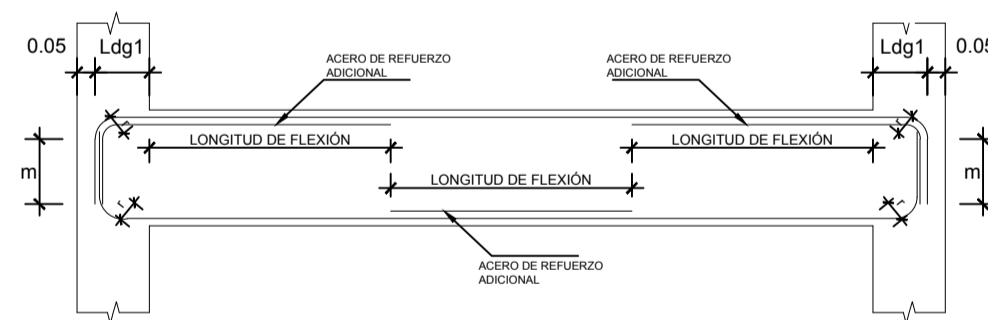
EMPALMES TRASLAPADOS PARA COLUMNAS, VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

Ø	VALORES DE m		
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
	H cualquiera	H<=30	H>30
3/8"	0.75	0.75	0.95
1/2"	1.00	1.00	1.30
5/8"	1.25	1.25	1.60
3/4"	1.50	1.50	1.90
1"	3.00	3.00	4.00

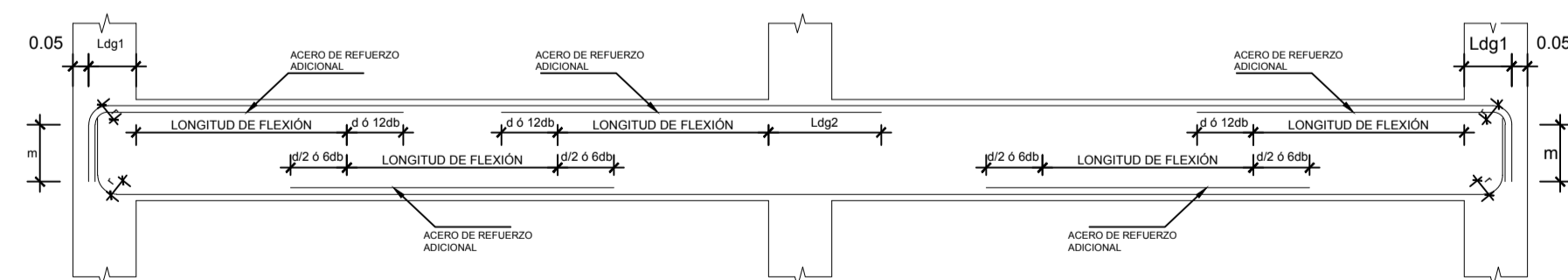
NOTA:
a.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
c.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACE-RO INTERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 20CM PARA FIERRO DE 3/8" Y 35CM PARA 1/2" O 5/8".

LONGITUD DE DESARROLLO PARA ACERO DE REFUERZO ADICIONAL

VIGA EMPOTRADA DE 1 TRAMO

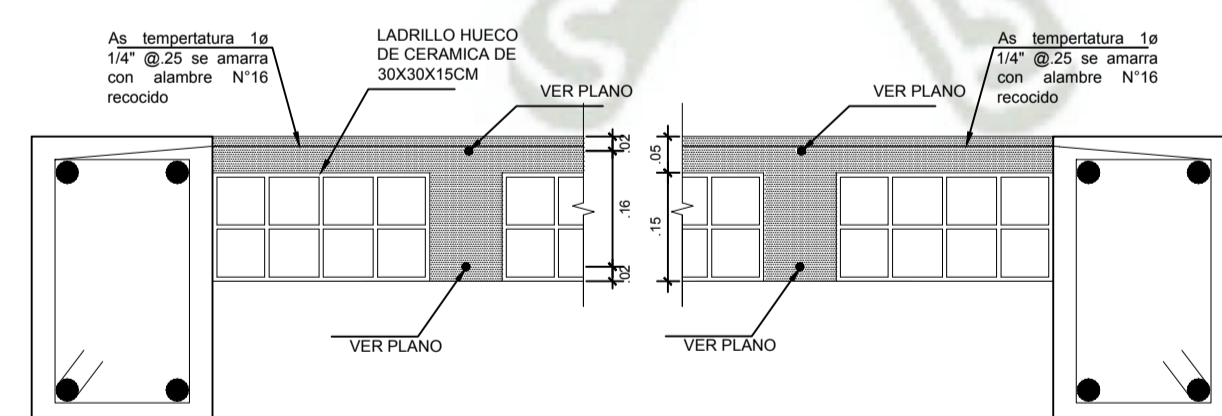


VIGA EMPOTRADAS DE 2 A MÁS TRAMOS



Ø	db (cm)	r (cm)	m (cm)	Ldg1 (cm)	Ldg2 (cm)		
					Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
					H cualquiera	H<=30	H>30
3/8"	0.952	3.00	12.0	30.00	0.75	0.75	0.95
1/2"	1.270	4.00	16.0	45.00	1.00	1.00	1.30
5/8"	1.587	5.00	19.0	55.00	1.25	1.25	1.60
3/4"	1.905	6.00	23.0	65.00	1.50	1.50	1.90
1"	2.540	8.00	31.0	85.00	3.00	3.00	4.00

DETALLES DE LOSAS



CORTE TÍPICO DE ALIGERADO UNIDIRECCIONAL PARA PLANTAS 1 AL 8VO NIVEL

ESC: 1/10

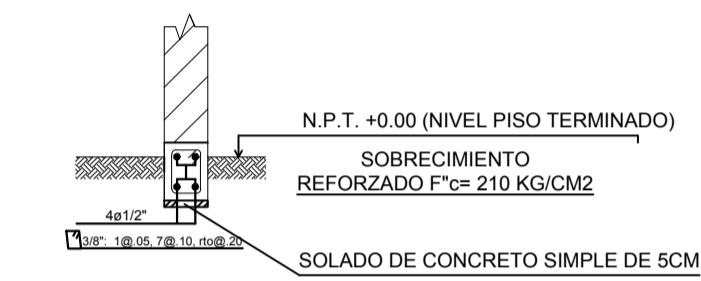
DETALLES DE LA LAMINA E-04 "COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS"
Y ESCALERAS"

DETALLE SOBRECIMIENTO REFORZADO

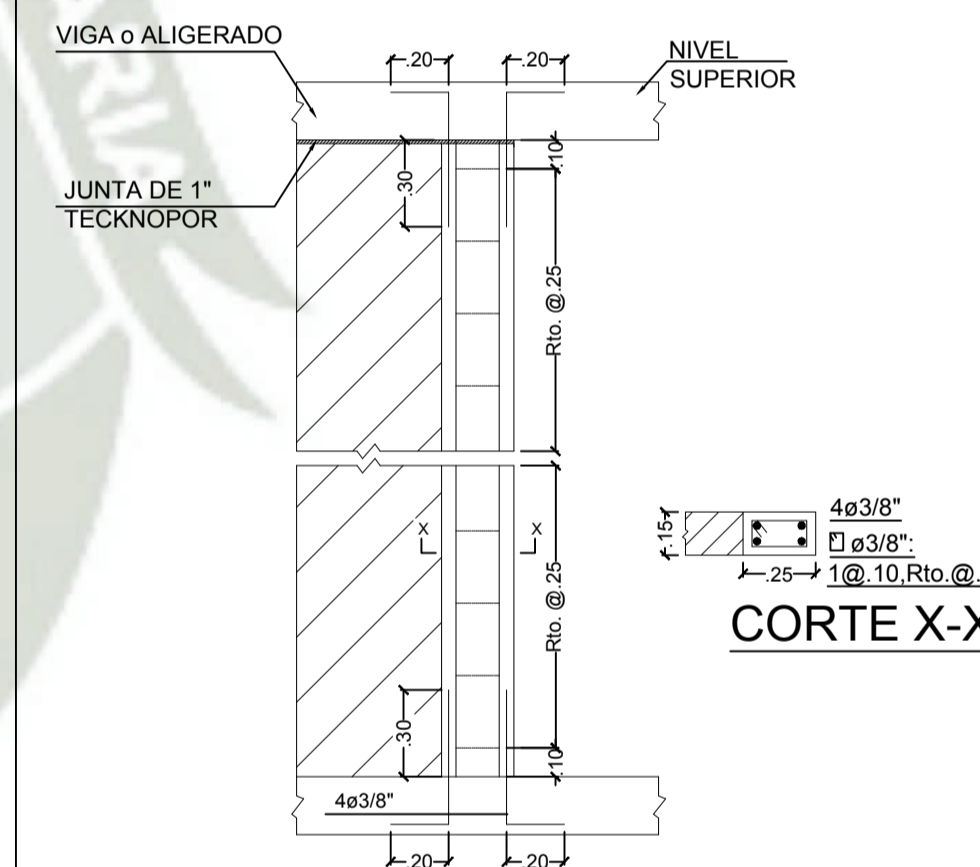


ANCLAJE DE COLUMNETAS Y SOBRECIMIENTO REFORZADO EN EL EXTREMO

ANCLAJE DE COLUMNETAS Y SOBRECIMIENTO REFORZADO INTERMEDIO

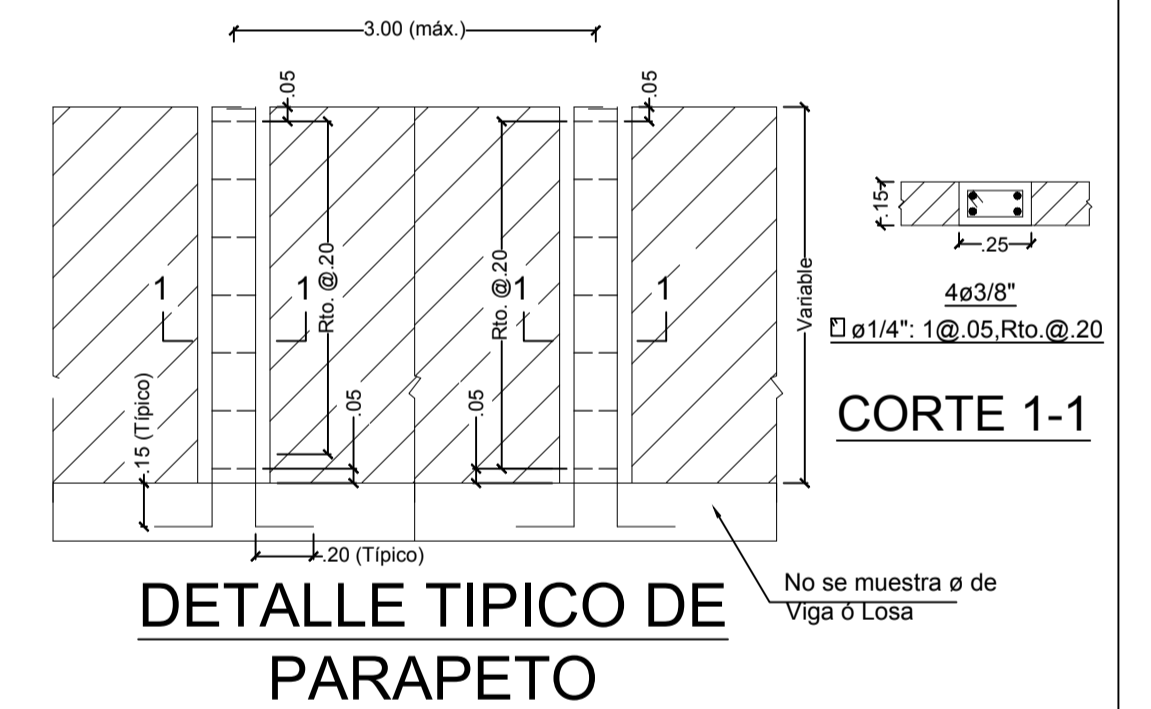


DETALLE DE COLUMNETAS Y PARAPETO



COLUMNETAS TÍPICAS

(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecnopor o similar).

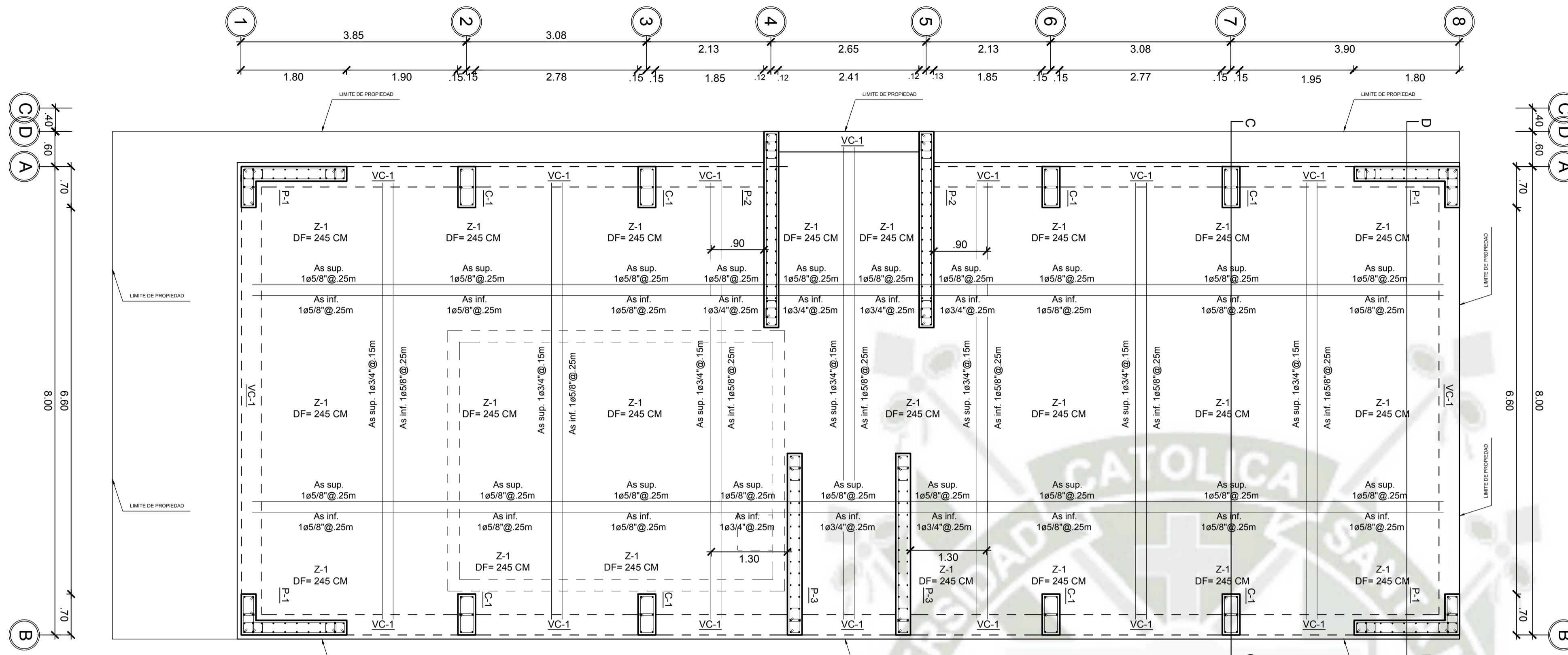


DETALLE TÍPICO DE PARAPETO

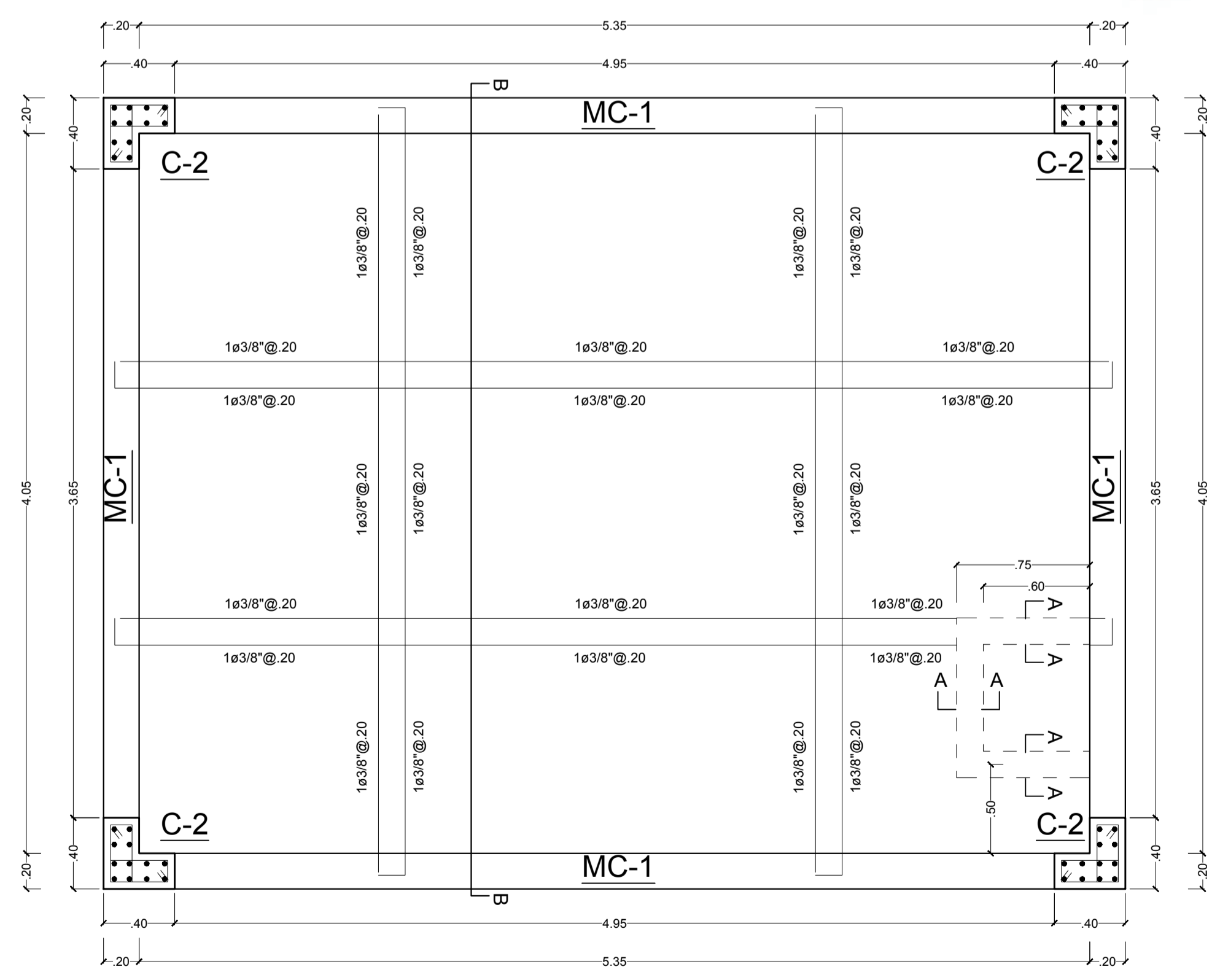
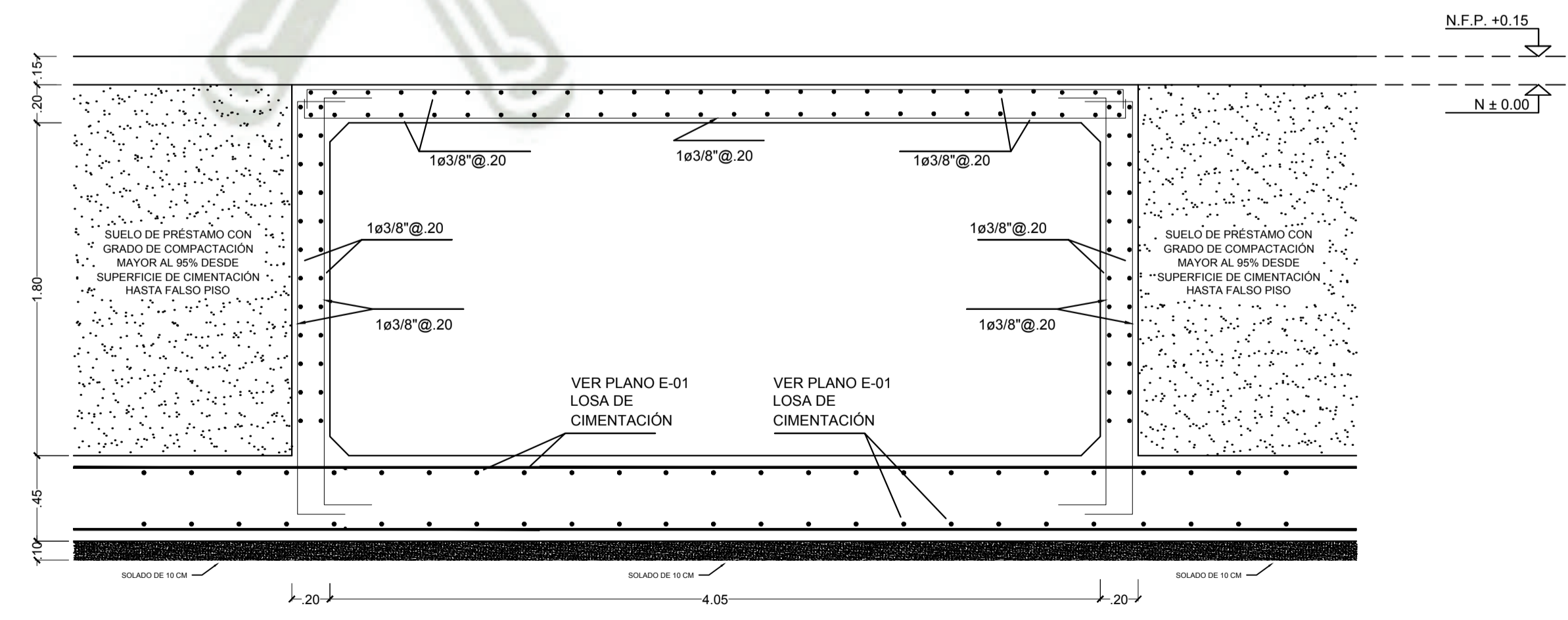
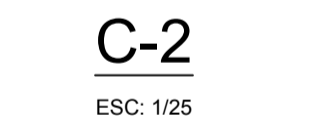
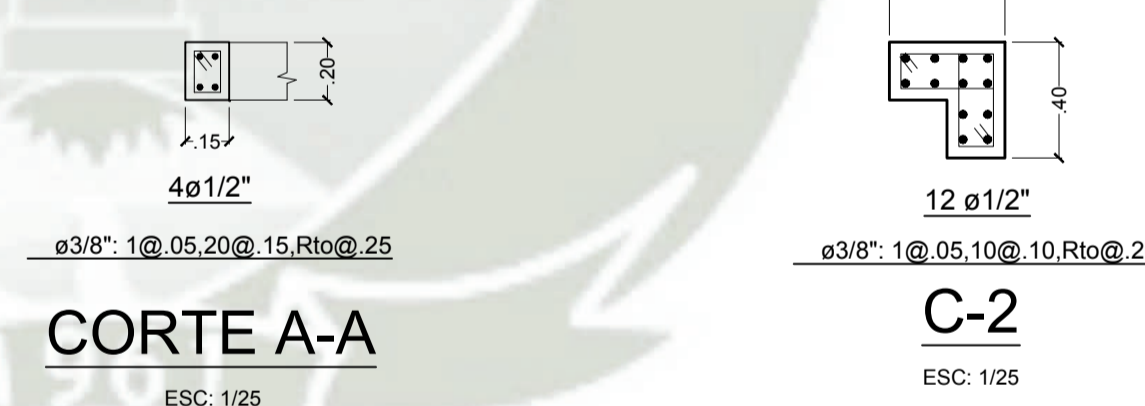
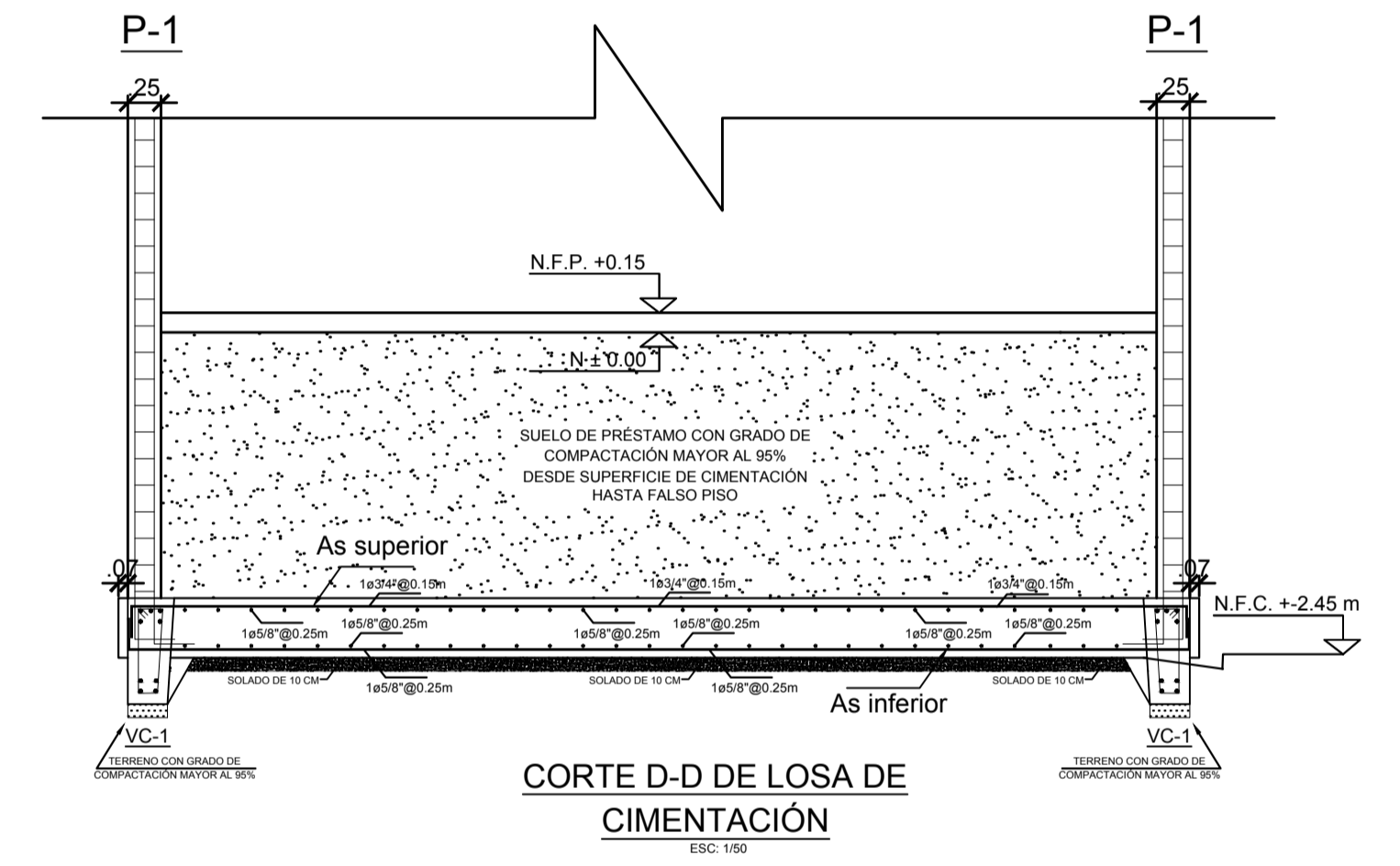
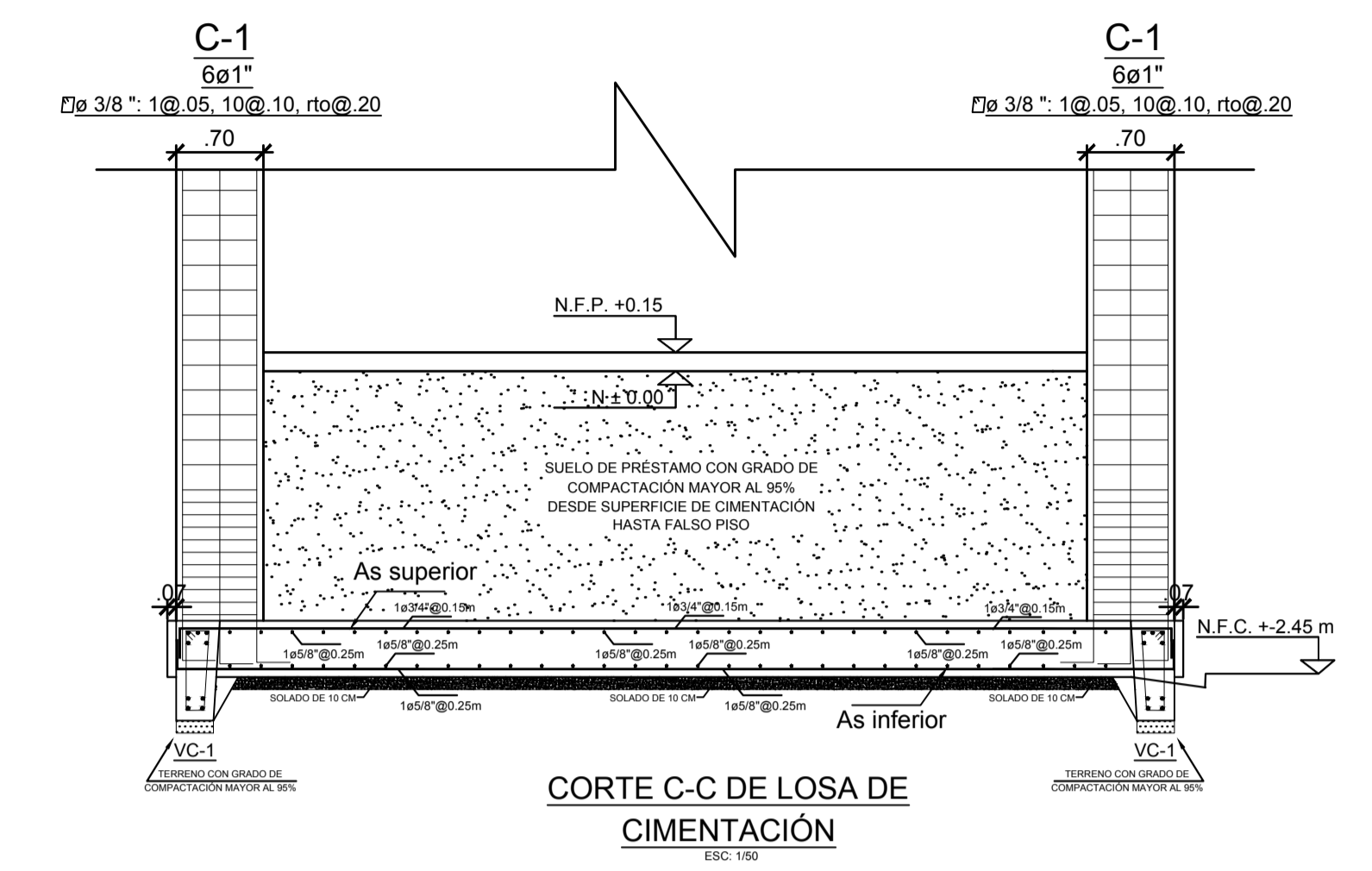
CORTE 1-1

No se muestra Ø de Viga o Losa

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PLANO: ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES		
UBICACION:	DEL PLANO:	
DEPARTAMENTO: AREQUIPA	CAD: GMJ	PLANO: A1
PROVINCIA: AREQUIPA	ESCALA: 1:50	FECHA: OCTUBRE 2018
DISTRITO: SACHACA	REVISION:	FECHA:
LUGAR: URB. EL ENBUENO T.M.Z. F. LOTE 1	REVISION:	FECHA:
PROFESIONAL: BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER	FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL:	

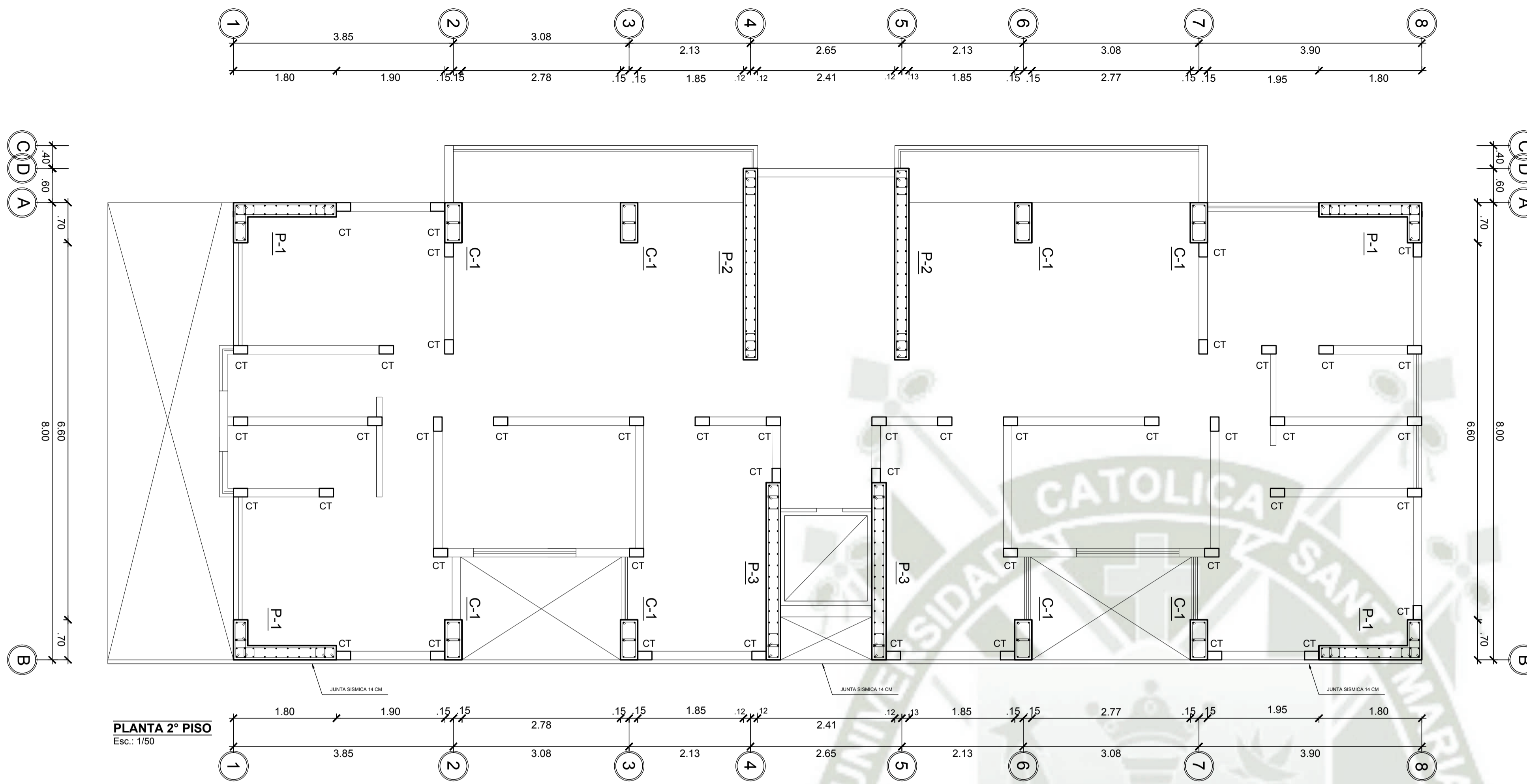


PLANTA 1º PISO - LOSA DE CIMENTACIÓN
Esc.: 1/50



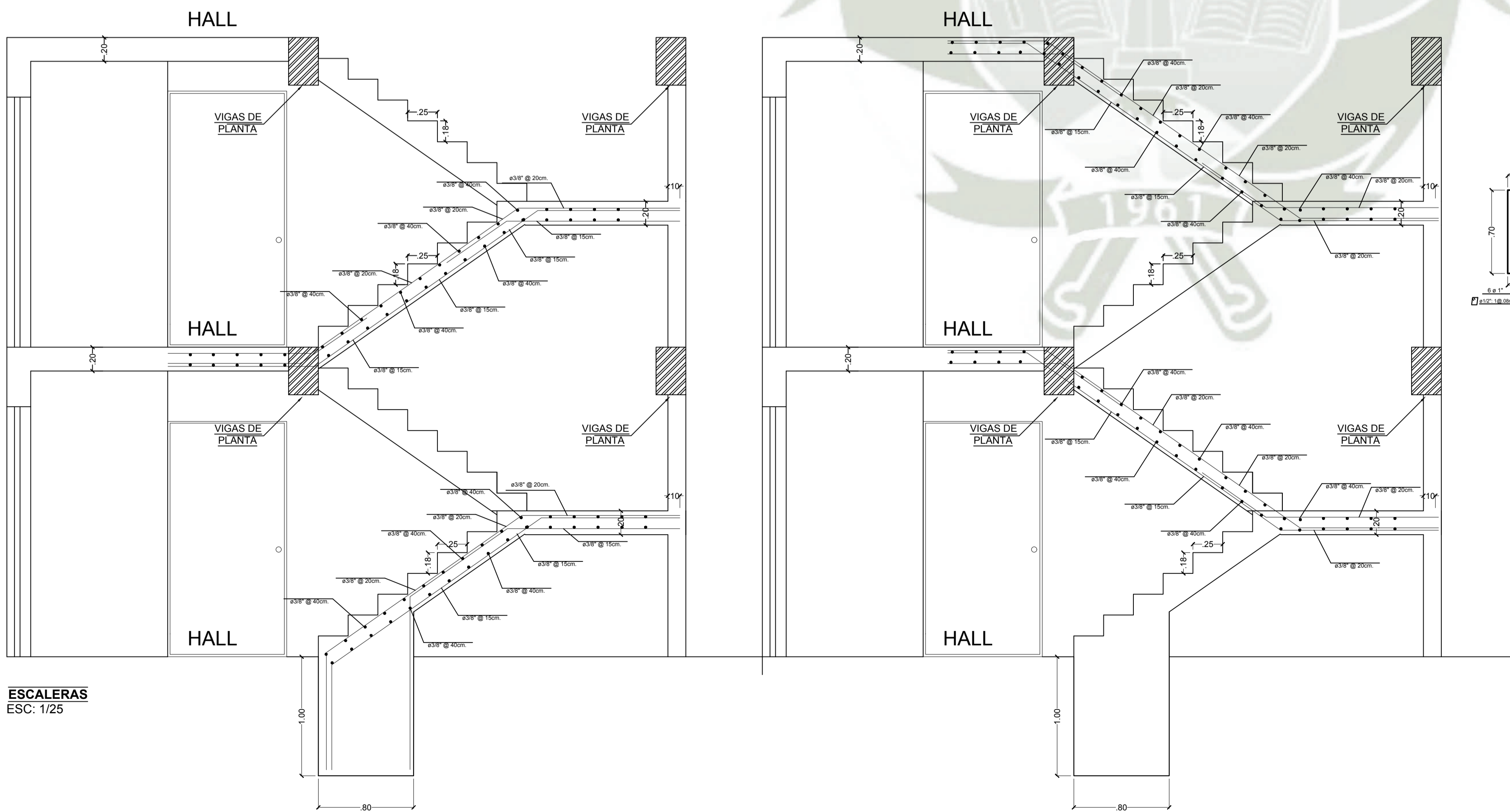
CISTERNA - TECHO
Esc.: 1/25

PROYECTO:		
VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PLANO:		
LOSA DE CIMENTACIÓN Y CISTERNA		
UBICACION:	DEL PLANO:	
DEPARTAMENTO: AREQUIPA	CAD: GMJ	PLANO: A1
PROVINCIA: AREQUIPA	ESCALA: 1:50	FECHA: OCTUBRE 2018
DISTRITO: SACHACA	REVISION:	FECHA:
LUGAR: URB. EL ENBUENO T.M.Z.F. LOTE 1	REVISION:	FECHA:
PROFESIONAL:	BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER	
FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL:		

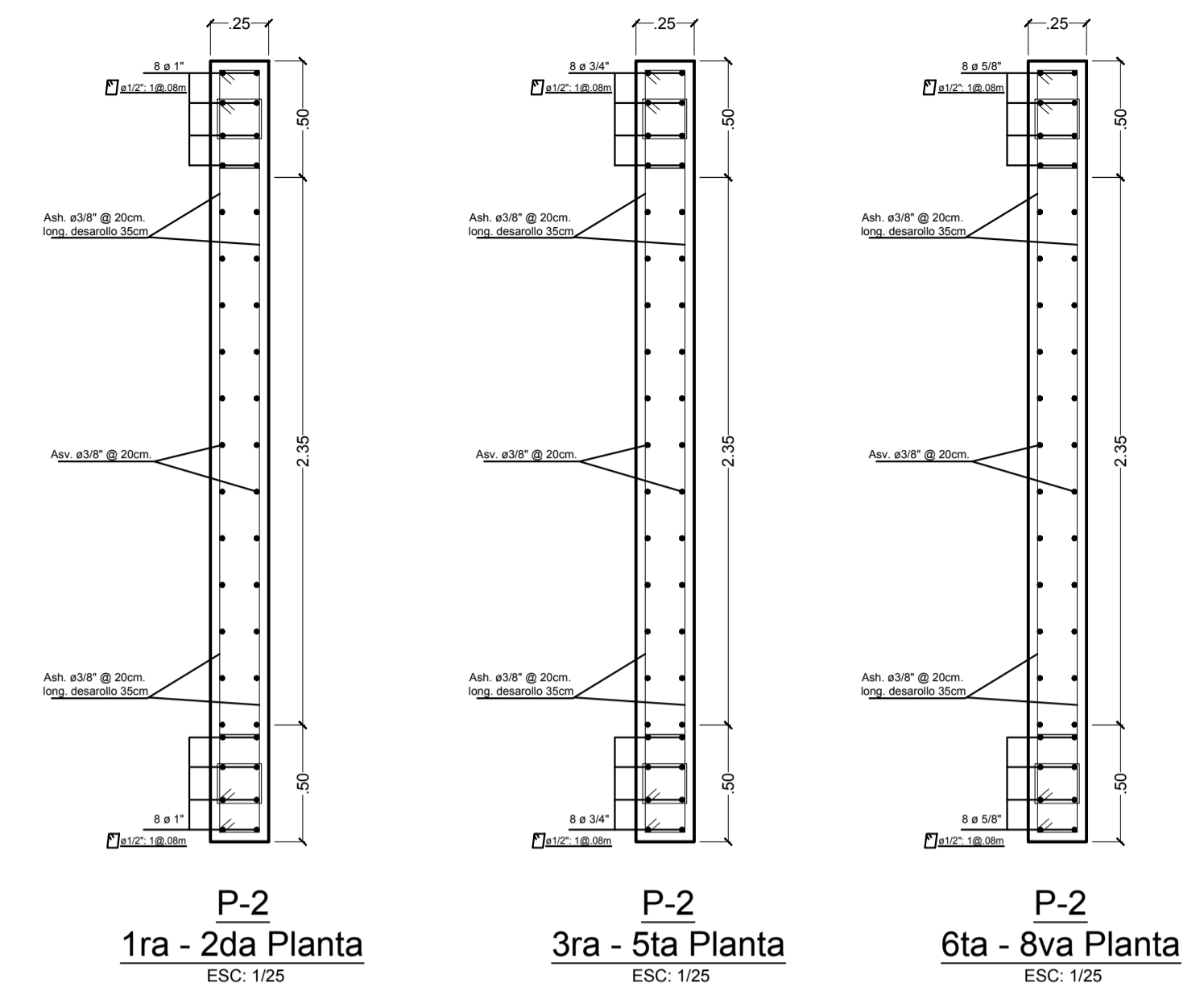


PLANTA 2º PISO
Esc.: 1/50

ESCALERAS



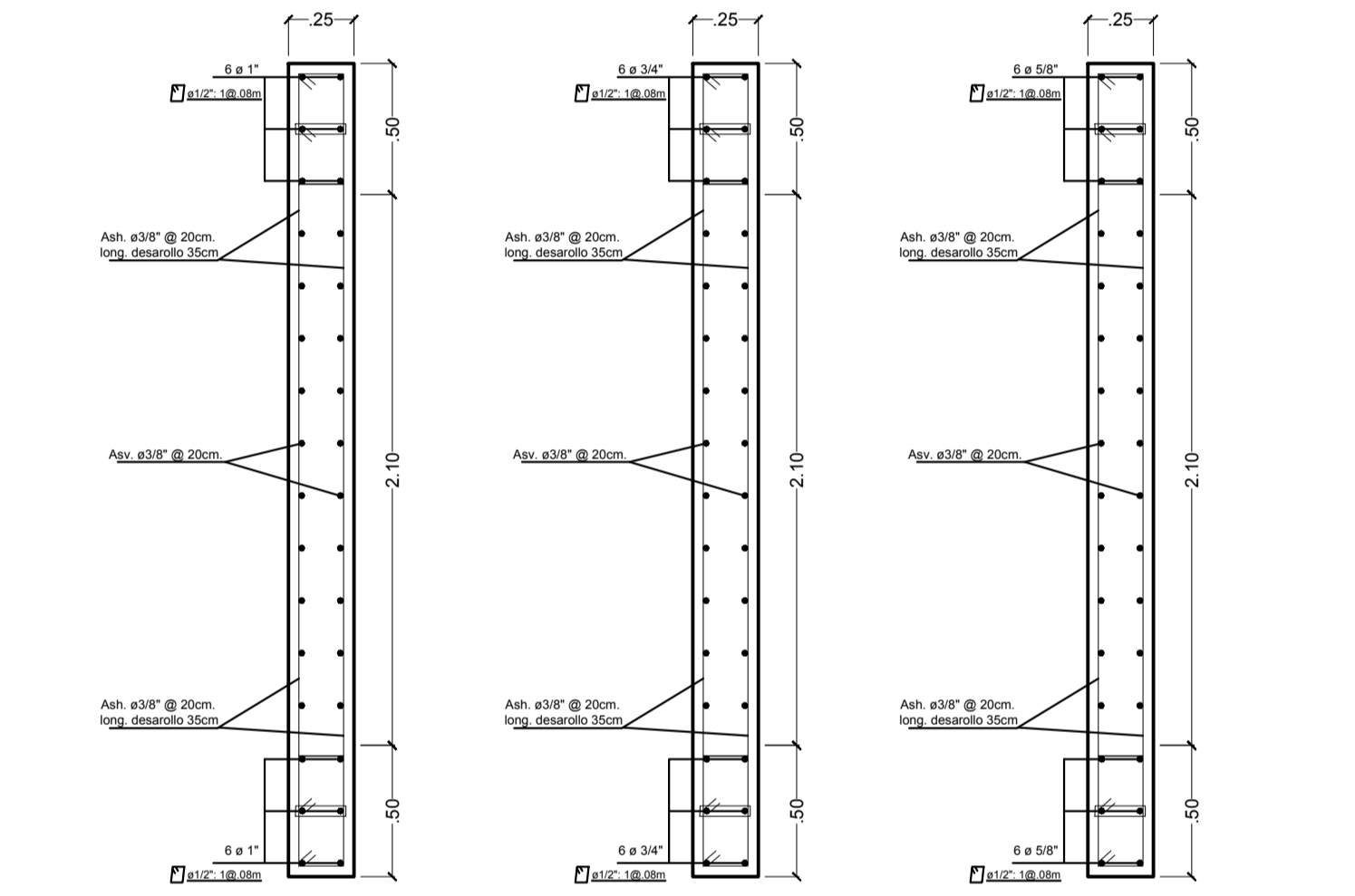
ESCALERAS
Esc.: 1/25



P-2
1ra - 2da Planta
Esc.: 1/25

P-2
3ra - 5ta Planta
Esc.: 1/25

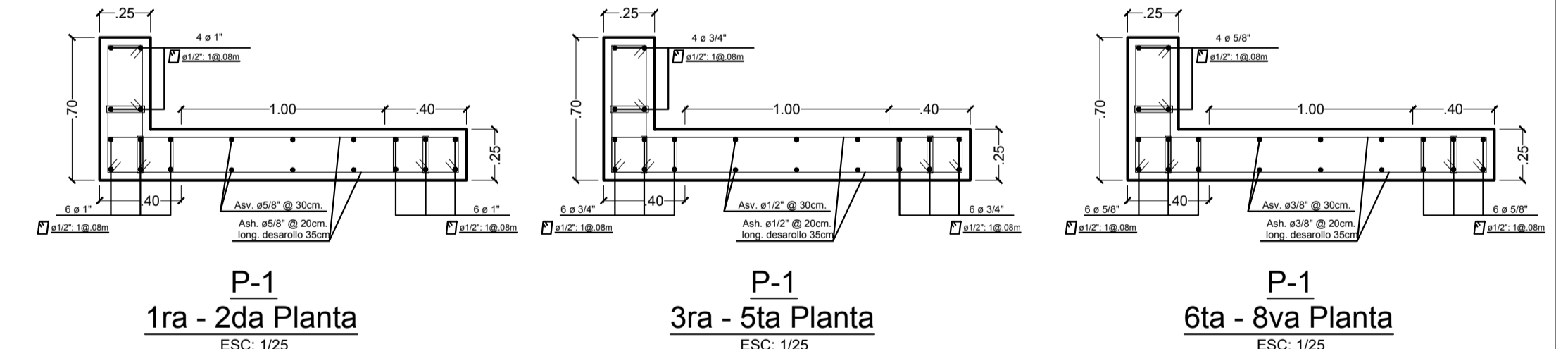
P-2
6ta - 8va Planta
Esc.: 1/25



P-3
1ra - 2da Planta
Esc.: 1/25

P-3
3ra - 5ta Planta
Esc.: 1/25

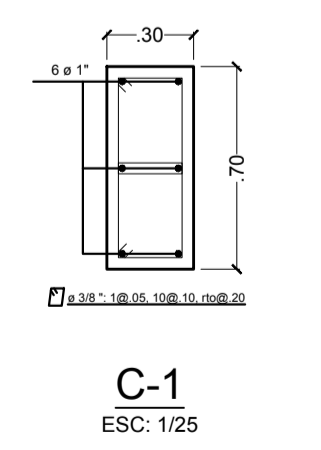
P-3
6ta - 8va Planta
Esc.: 1/25



P-1
1ra - 2da Planta
Esc.: 1/25

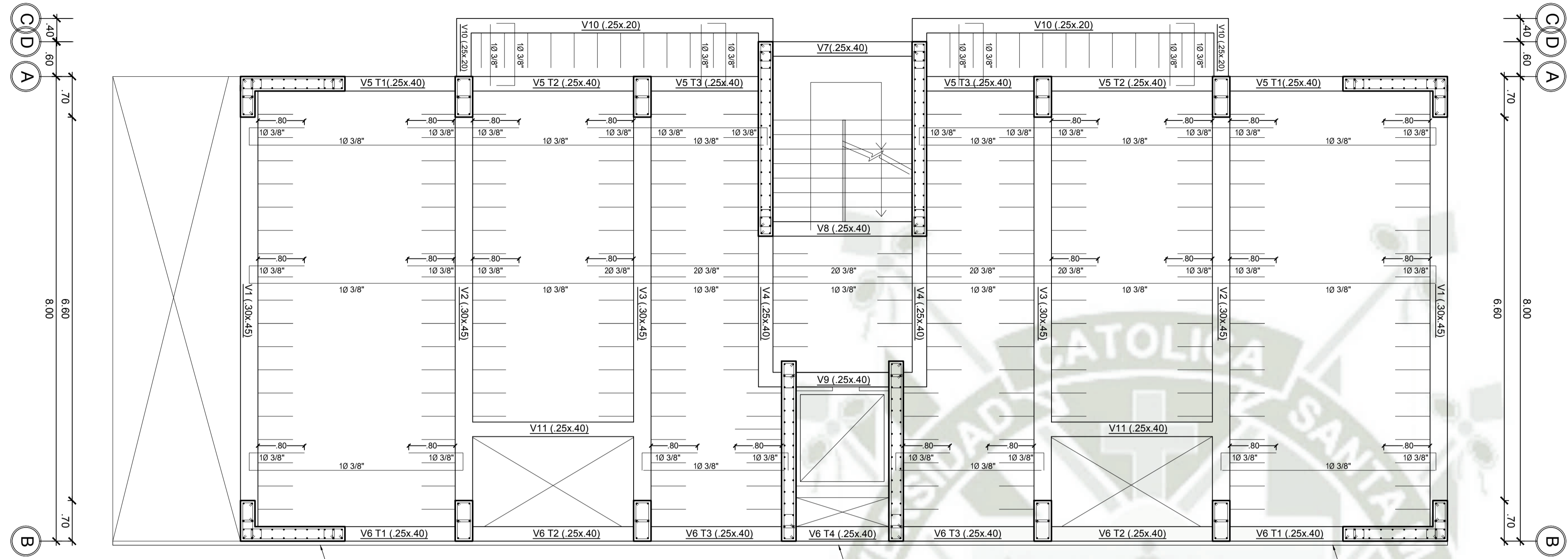
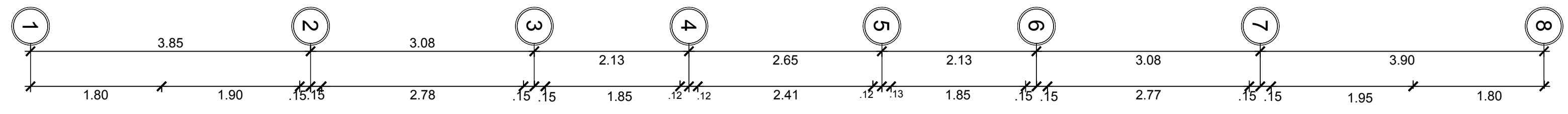
P-1
3ra - 5ta Planta
Esc.: 1/25

P-1
6ta - 8va Planta
Esc.: 1/25

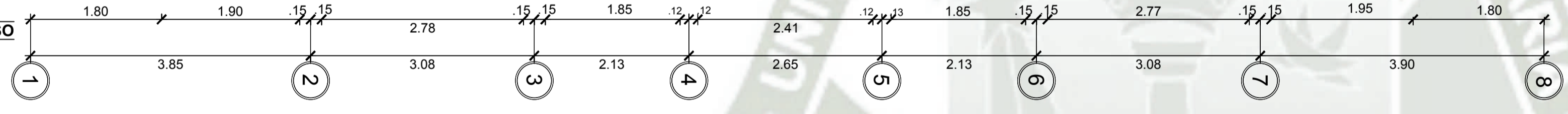


C-1
Esc.: 1/25

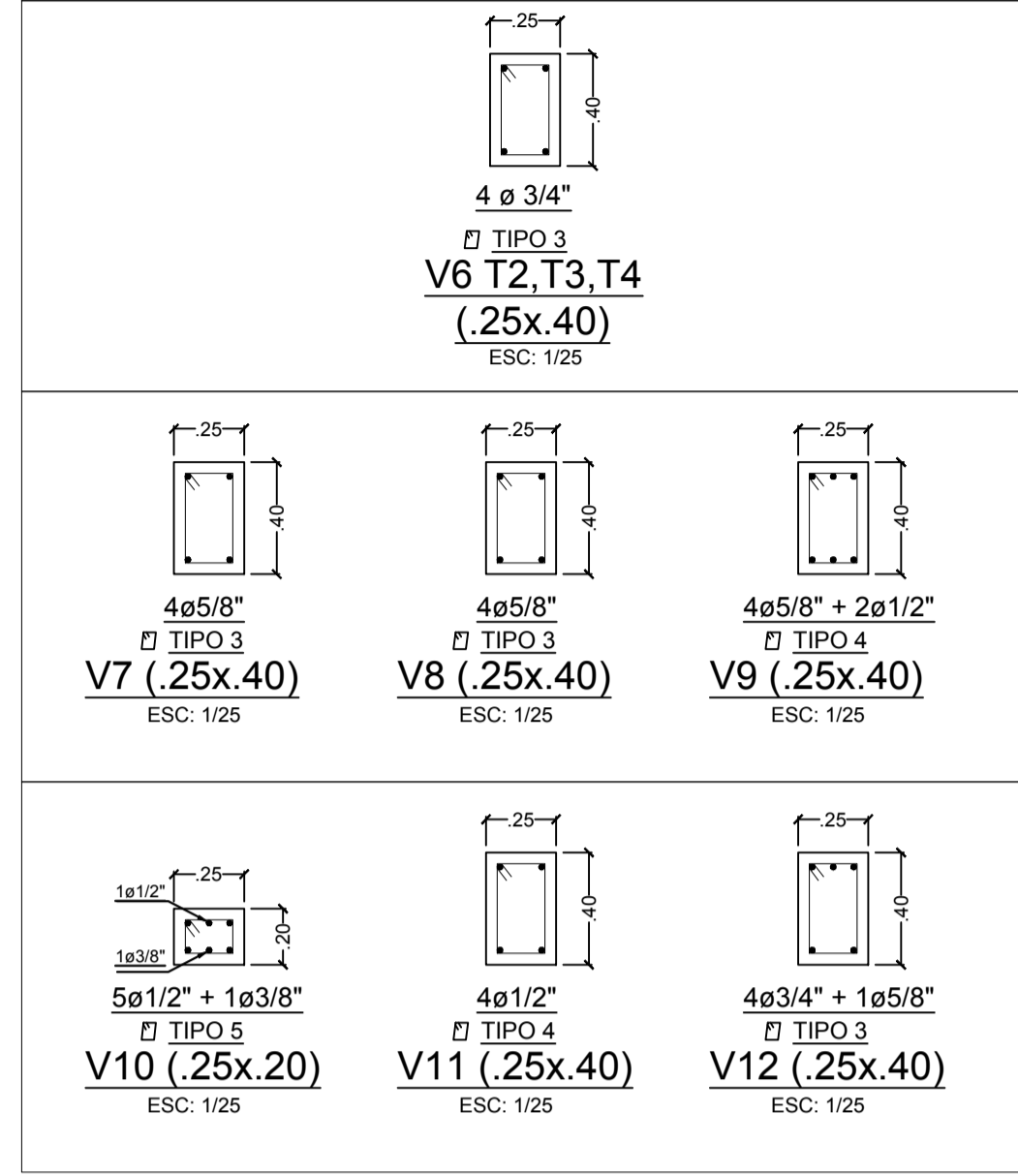
PROYECTO:		
VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PLANO:		
COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS		
UBICACION:	DEL PLANO:	
DEPARTAMENTO: AREQUIPA	CAD: GMJ	PLANO: A1
PROVINCIA: AREQUIPA	ESCALA: 1:50	FECHA: OCTUBRE 2018
DISTRITO: SACHACA	REVISION:	FECHA:
LUGAR: URB. EL ENBUENO T.M.Z.F. LOTE 1	REVISION:	FECHA:
PROFESIONAL:	BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER	
FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL:		



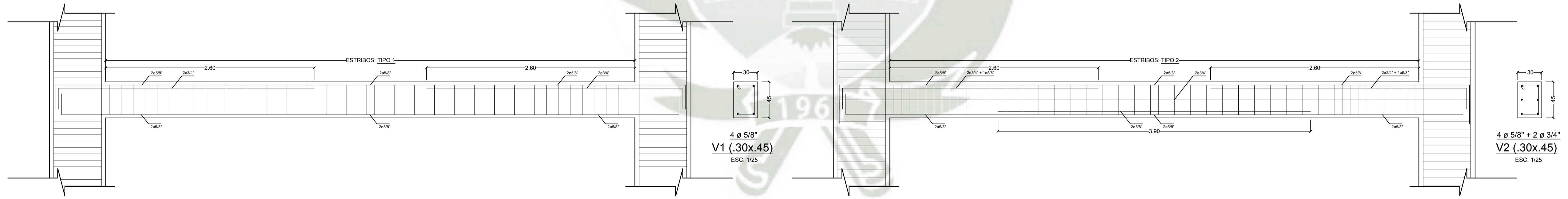
ALIGERADOS 1-5° PISO
Esc.: 1/50



1ER A 8VO NIVEL



TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	1@.05m, 08@.15m, rto@.25m
2	3/8"	1@.05m, 10@.10m, rto@.20m
3	3/8"	1@.05m, 05@.15m, rto@.20m
4	3/8"	1@.05m, 08@.10m, rto@.20m
5	3/8"	1@.05m, 12@.07m, rto@.15m
6	3/8"	1@.05m, rto@.15m



P-1

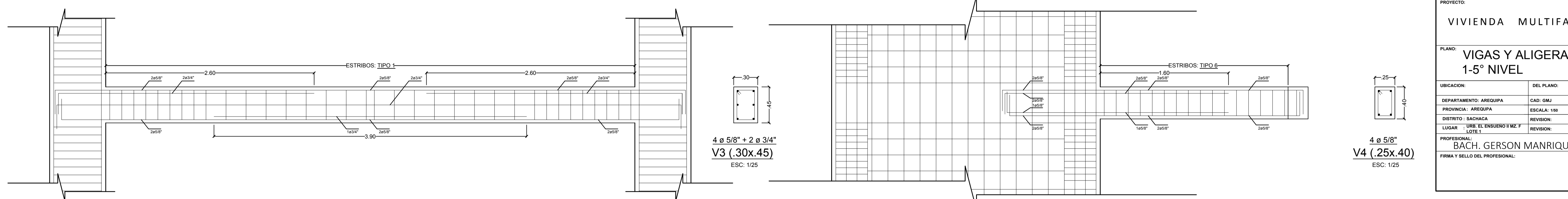
V1 (.30x.45) - 1ER NIVEL
ESC: 1/25

P-1

C-1

V2 (.30x.45) - 1ER NIVEL
ESC: 1/25

C-1



C-1

V3 (.30x.45) - 1ER NIVEL
ESC: 1/25

C-1

P-2

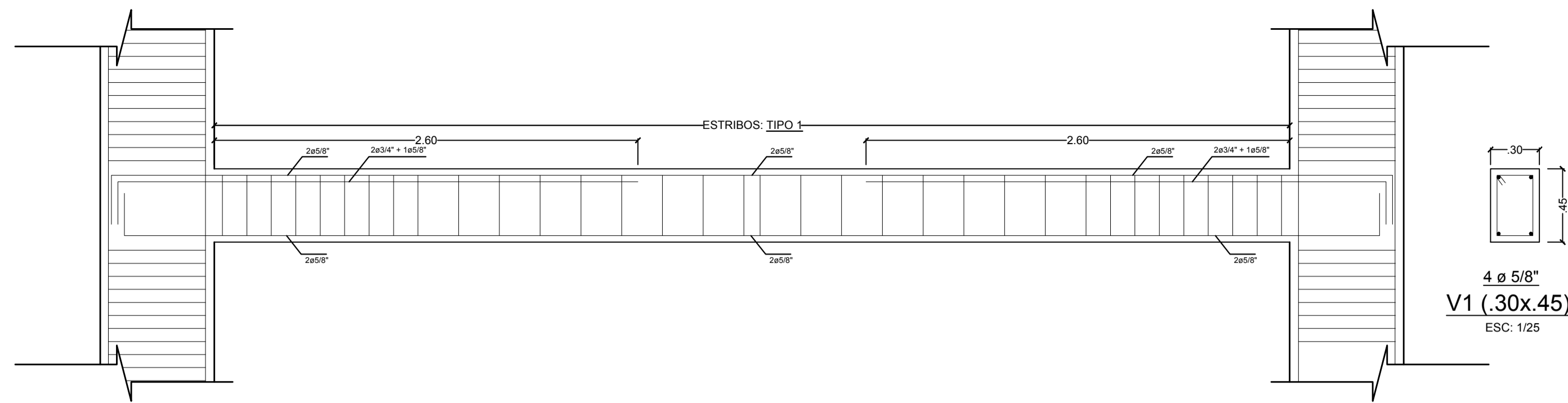
V4 (.25x.40) - 1ER NIVEL
ESC: 1/25

V-14

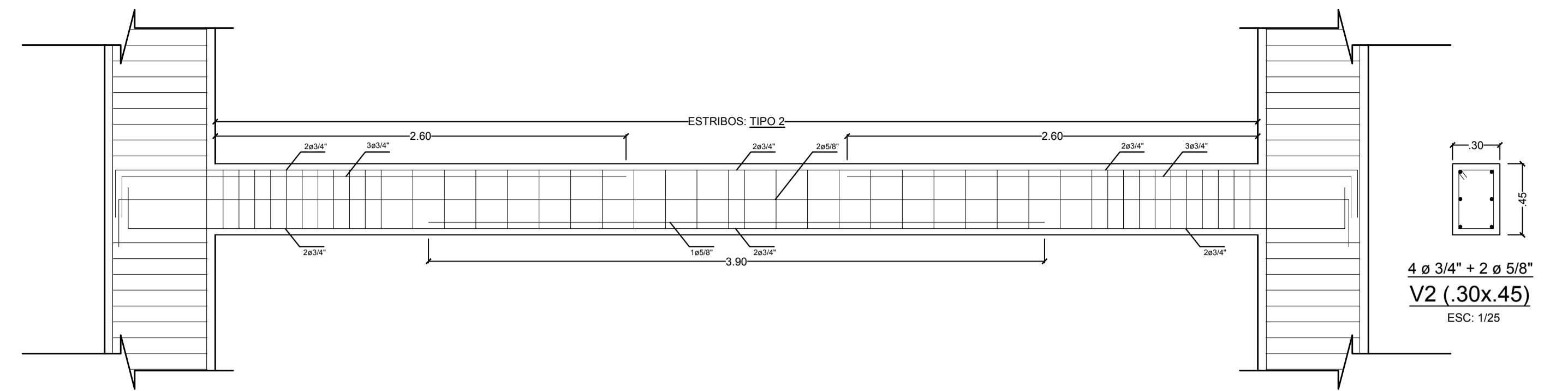
PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PLANO:
VIGAS Y ALIGERADOS 1-5° NIVEL

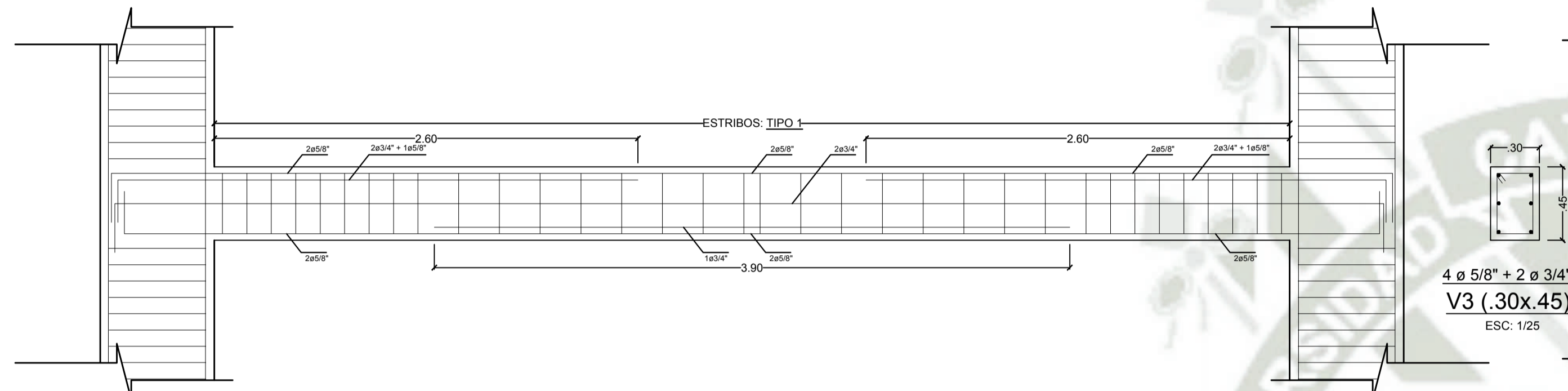
UBICACION: DEL PLANO:
DEPARTAMENTO: AREQUIPA CAD: GMJ PLANO: A1
PROVINCIA: AREQUIPA ESCALA: 1:50 FECHA: OCTUBRE 2018
DISTRITO: SACHACA REVISION: FECHA:
LUGAR: URB. EL ENBUENO T.M.Z. F. LOTE: 1 REVISION: FECHA:
PROFESIONAL:
BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER
FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL:



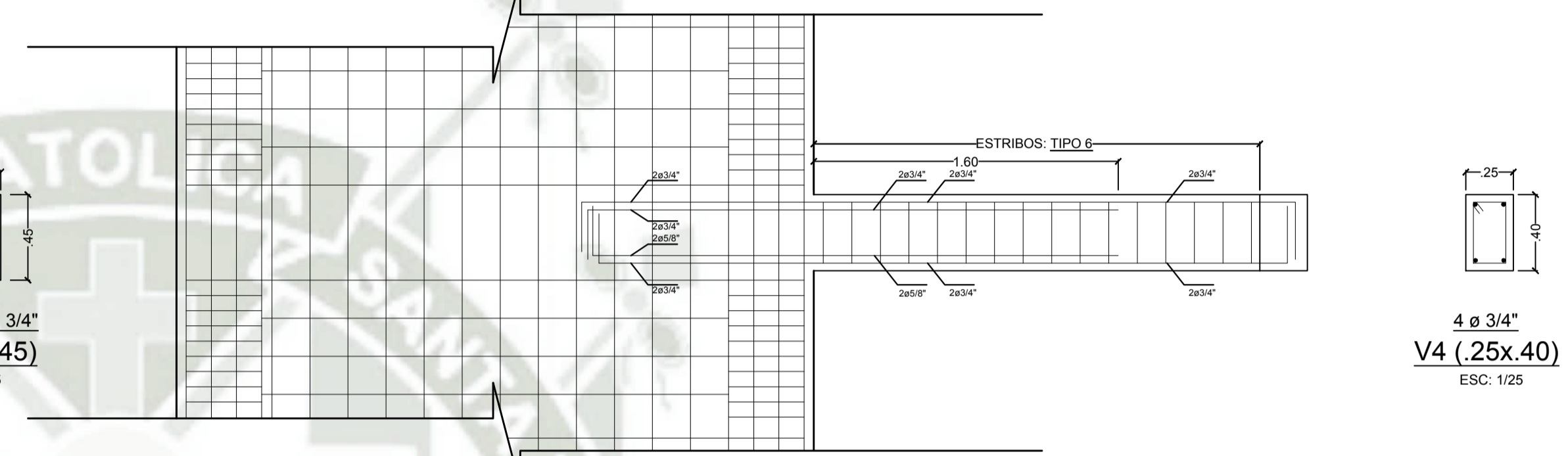
P-1 **V1 (.30x.45) - 2DO A 7MO NIVEL**
ESC: 1/25



C-1 **V2 (.30x.45) - 2DO A 7MO NIVEL**
ESC: 1/25



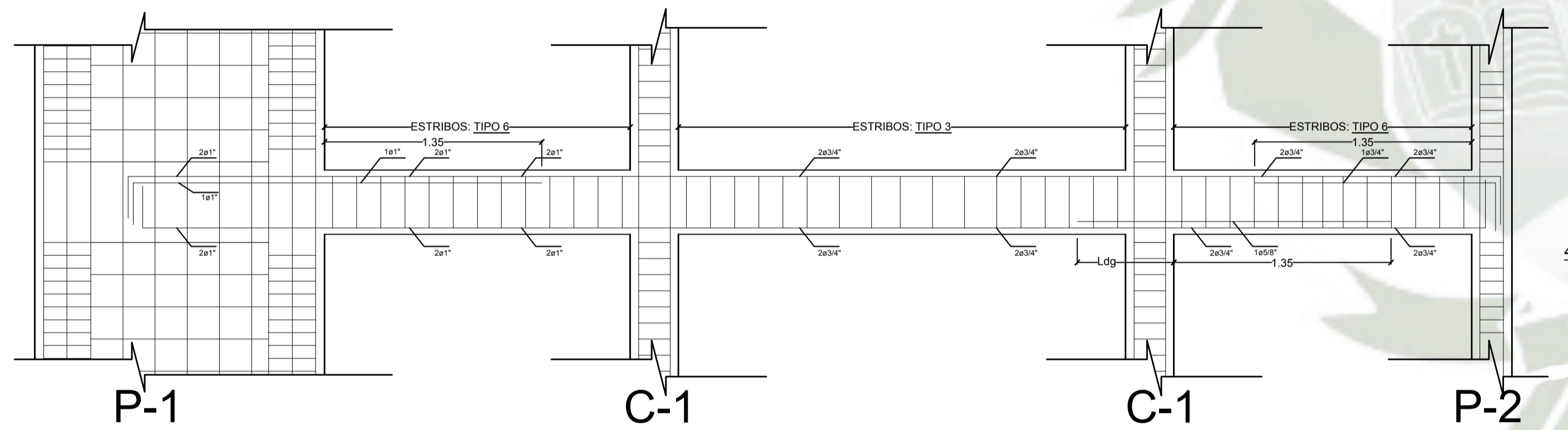
C-1 **V3 (.30x.45) - 2DO A 7MO NIVEL**
ESC: 1/25



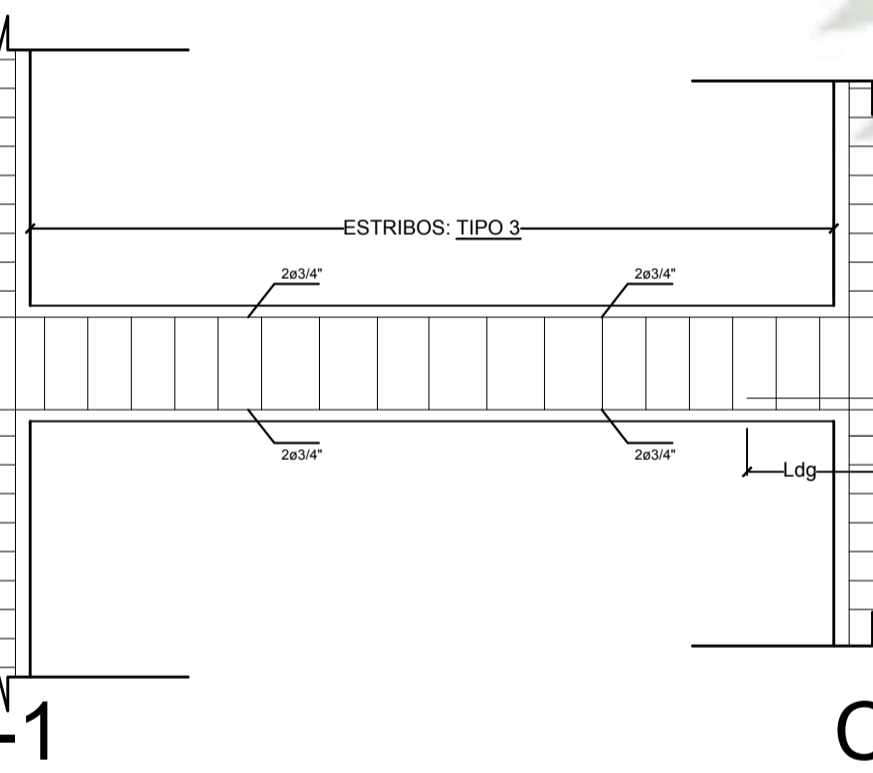
P-2 **V4 (.25x.40) - 2DO A 7MO NIVEL**
V-14

1ER A 3ER NIVEL

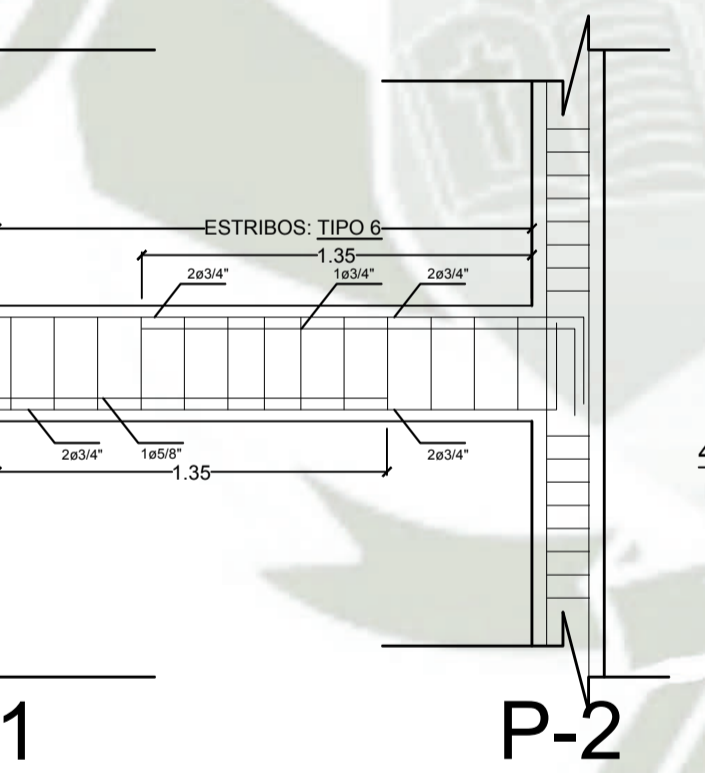
4TO A 5TO NIVEL



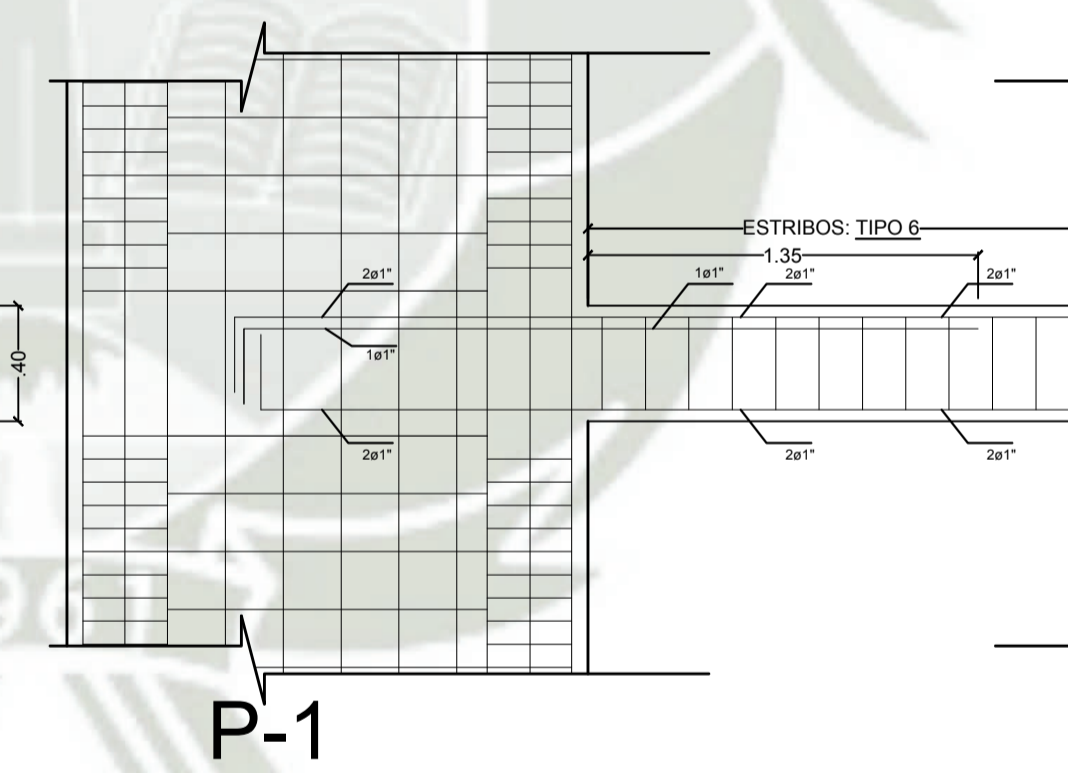
P-1 **V5 T1 (.25x.40)**
ESC: 1/25



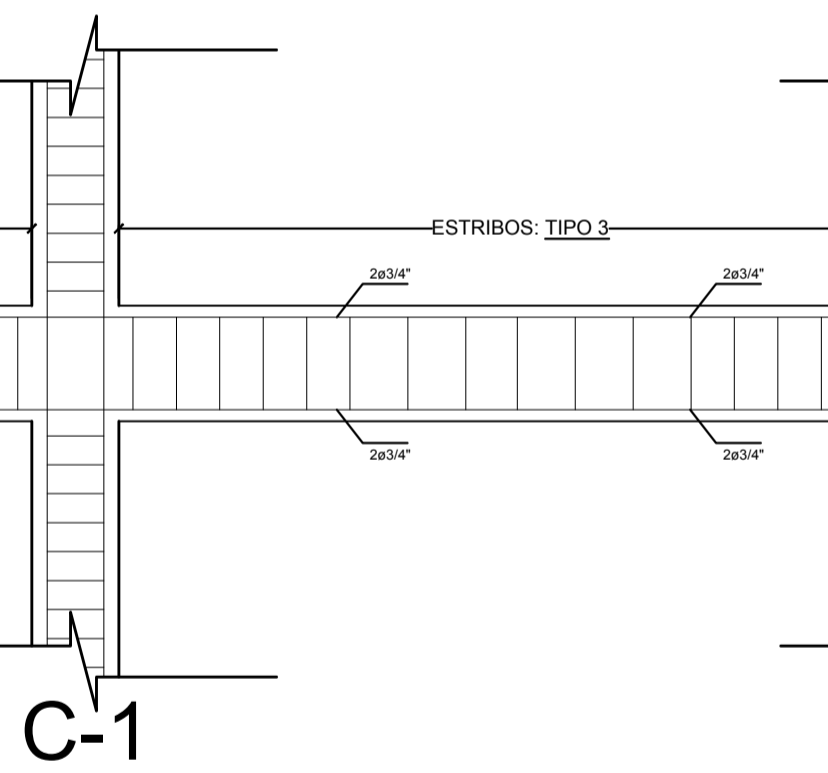
C-1 **V5 T2 (.25x.40)**
ESC: 1/25



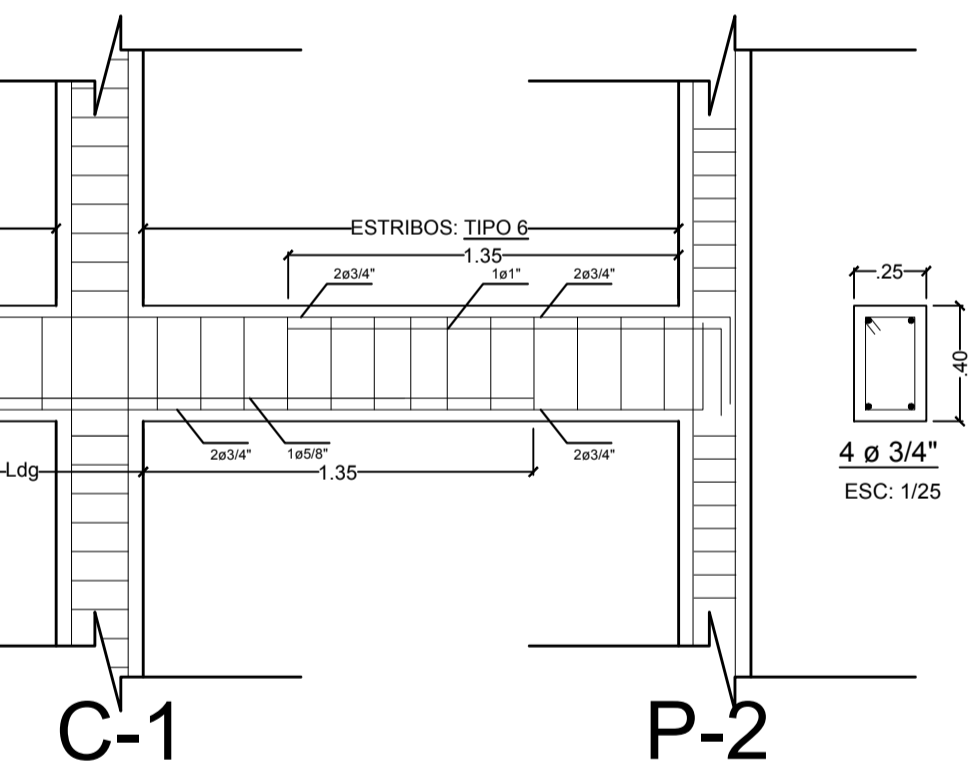
C-1 **V5 T3 (.25x.40)**
ESC: 1/25



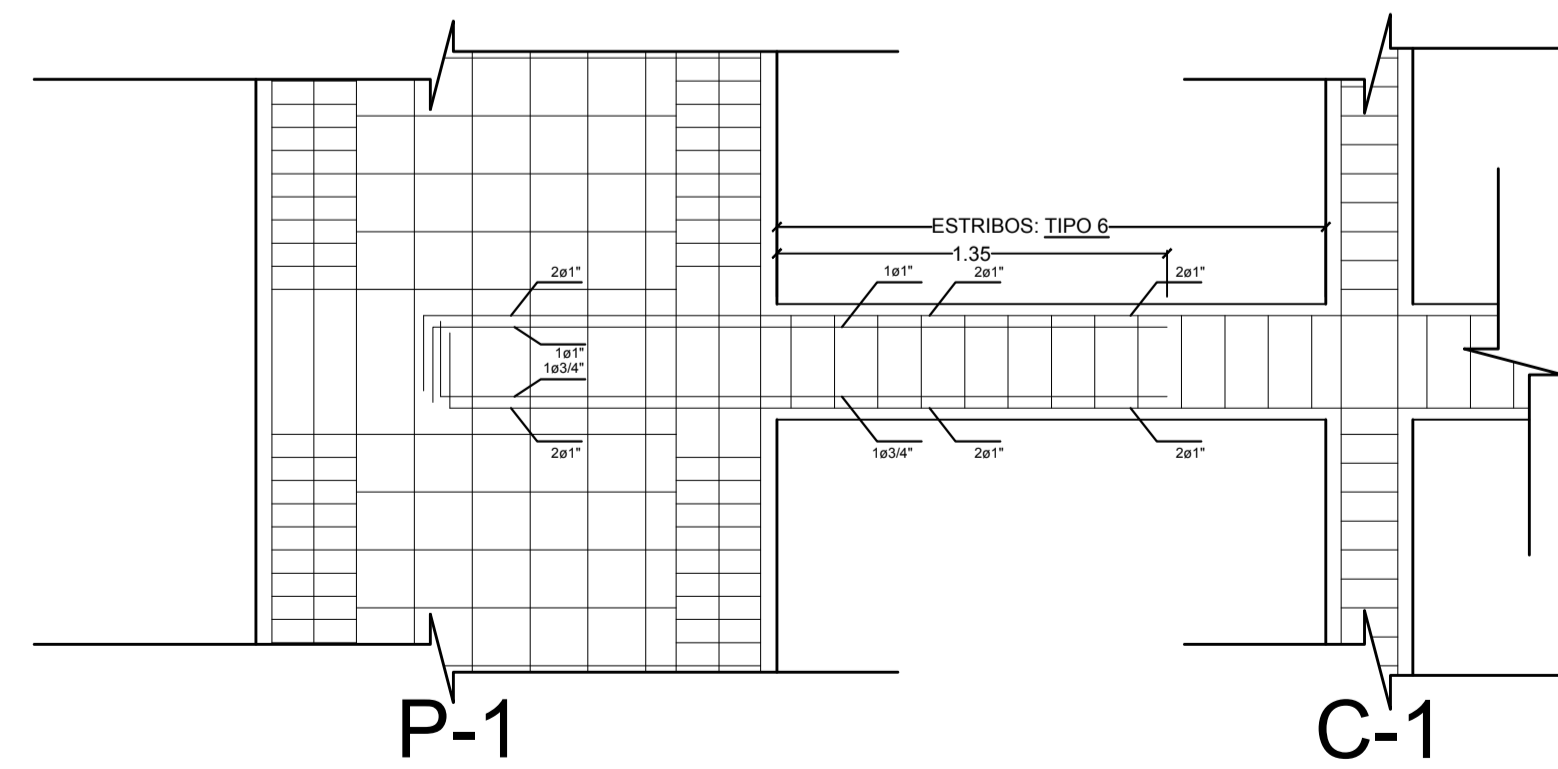
P-2 **V5 T1 (.25x.40)**
ESC: 1/25



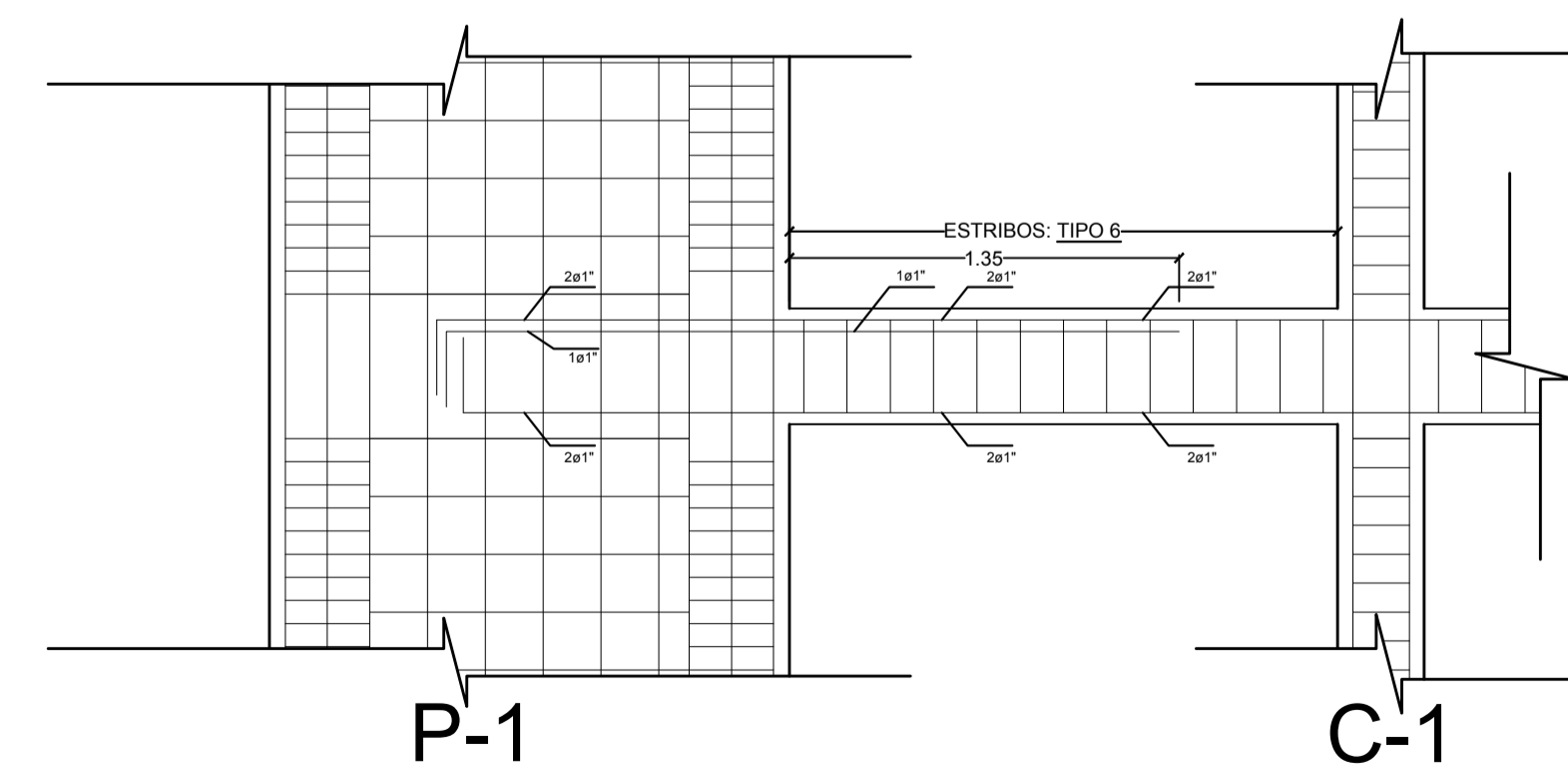
C-1 **V5 T2 (.25x.40)**
ESC: 1/25



C-1 **V5 T3 (.25x.40)**
ESC: 1/25

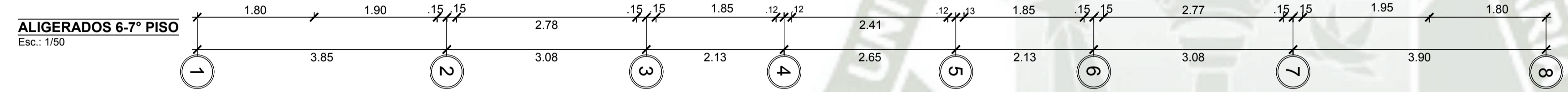
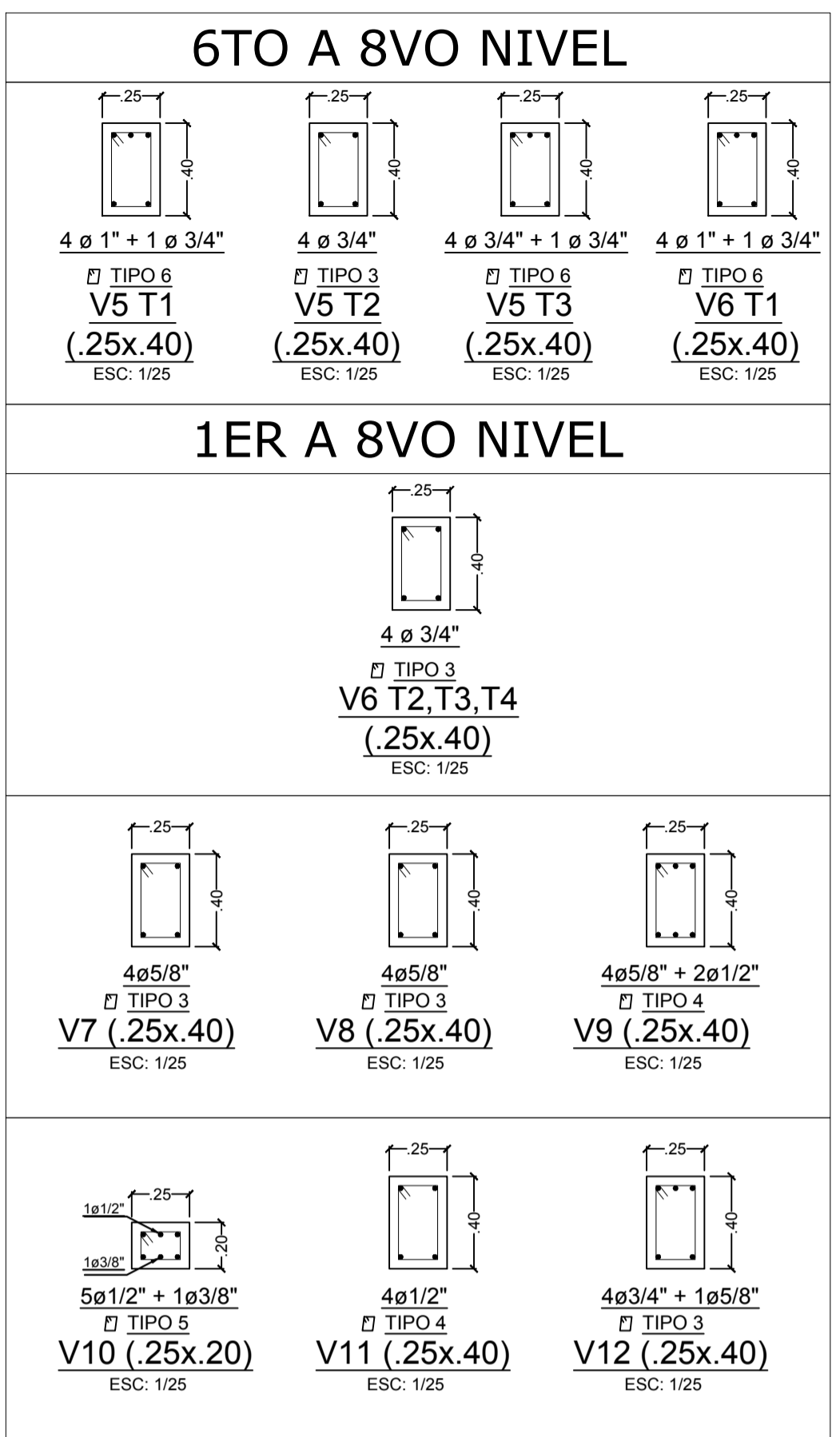
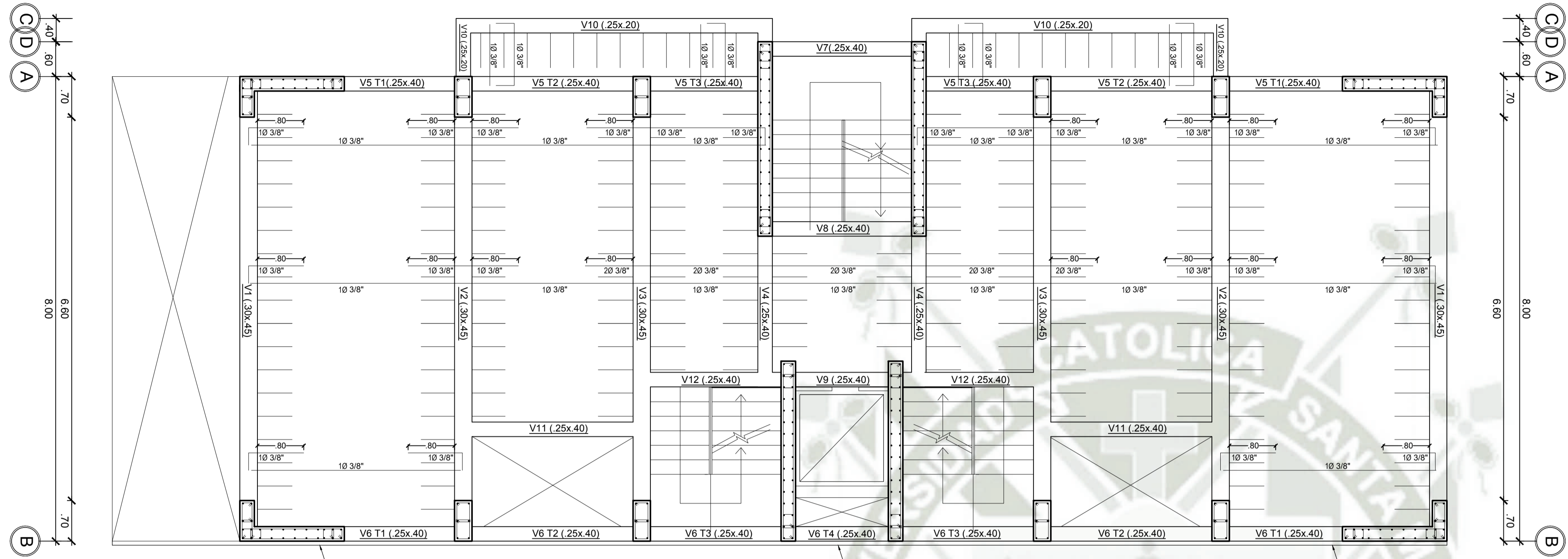
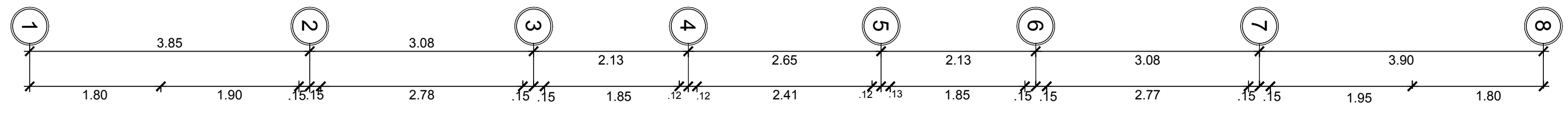


P-1 **V6 T1 (.25x.40)**
ESC: 1/25

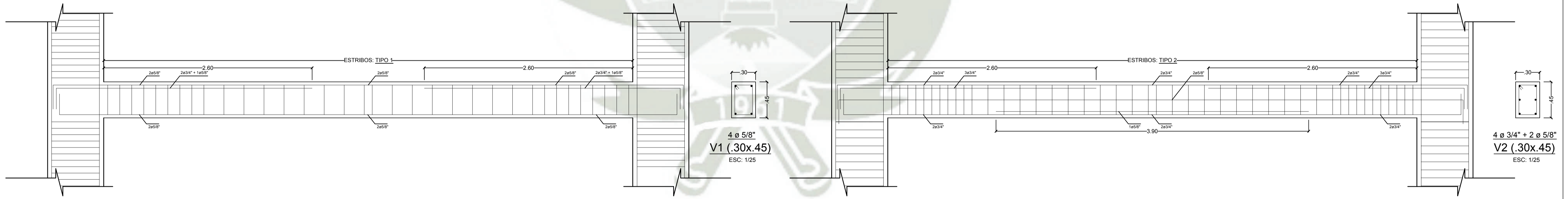


C-1 **V6 T1 (.25x.40)**
ESC: 1/25

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PLANO: VIGAS Y ALIGERADOS 1-5° NIVEL		
UBICACION:	DEL PLANO:	
DEPARTAMENTO: AREQUIPA	CAD: GMJ	PLANO: A1
PROVINCIA: AREQUIPA	ESCALA: 1/50	FECHA: OCTUBRE 2018
DISTRITO: SACHACA	REVISION:	FECHA:
LUGAR: URB. EL ENBUENO T.M.Z.F. LOTE 1	REVISION:	FECHA:
PROFESIONAL: BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER	FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL:	

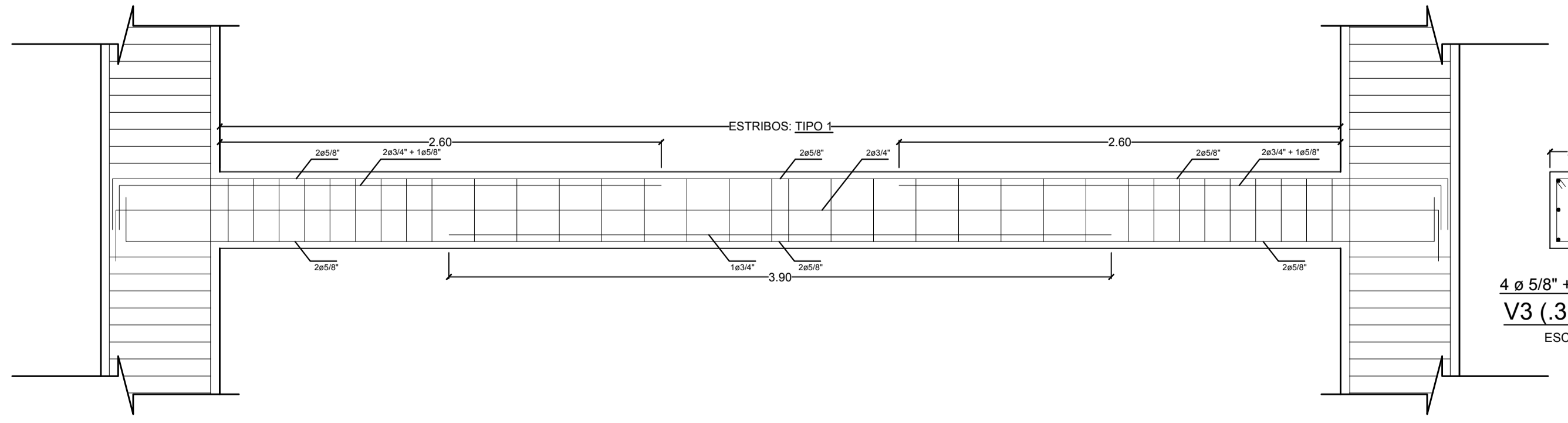


TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	1@.05m, 08@.15m, rto@.25m
2	3/8"	1@.05m, 10@.10m, rto@.20m
3	3/8"	1@.05m, 05@.15m, rto@.20m
4	3/8"	1@.05m, 08@.10m, rto@.20m
5	3/8"	1@.05m, 12@.07m, rto@.15m
6	3/8"	1@.05m, rto@.15m

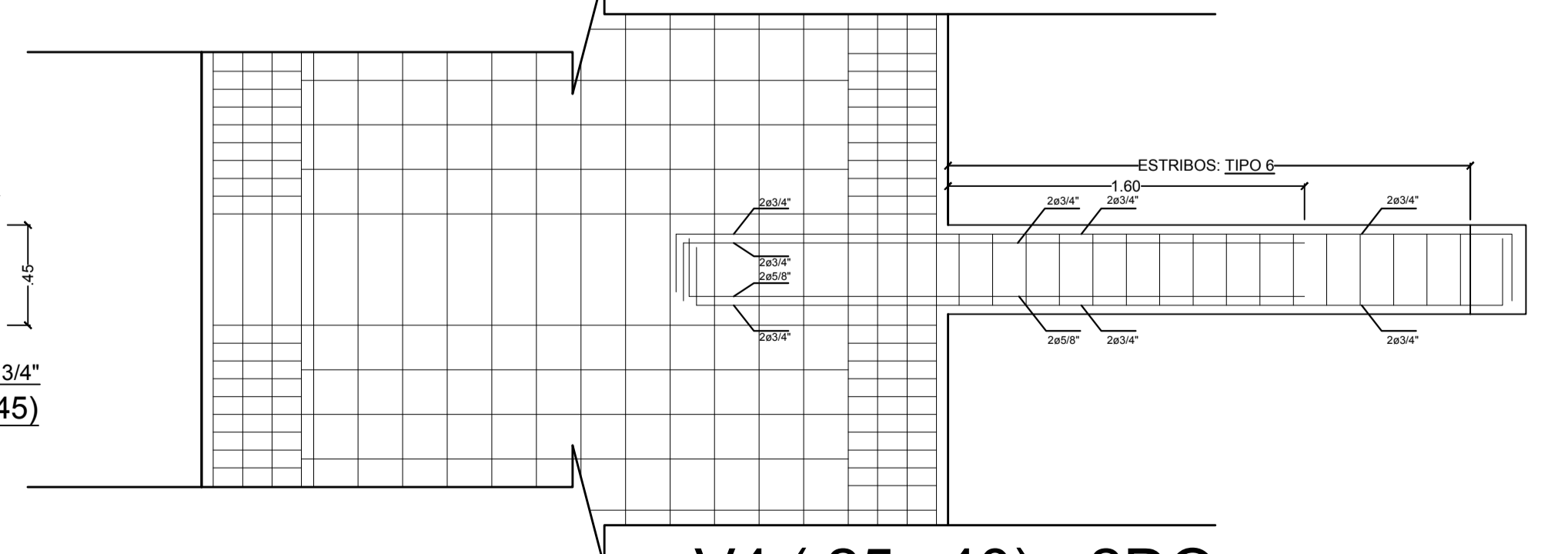


P-1 V1 (.30x.45) - 2DO A 7MO NIVEL
ESC: 1/25

C-1 V2 (.30x.45) - 2DO A 7MO NIVEL
ESC: 1/25

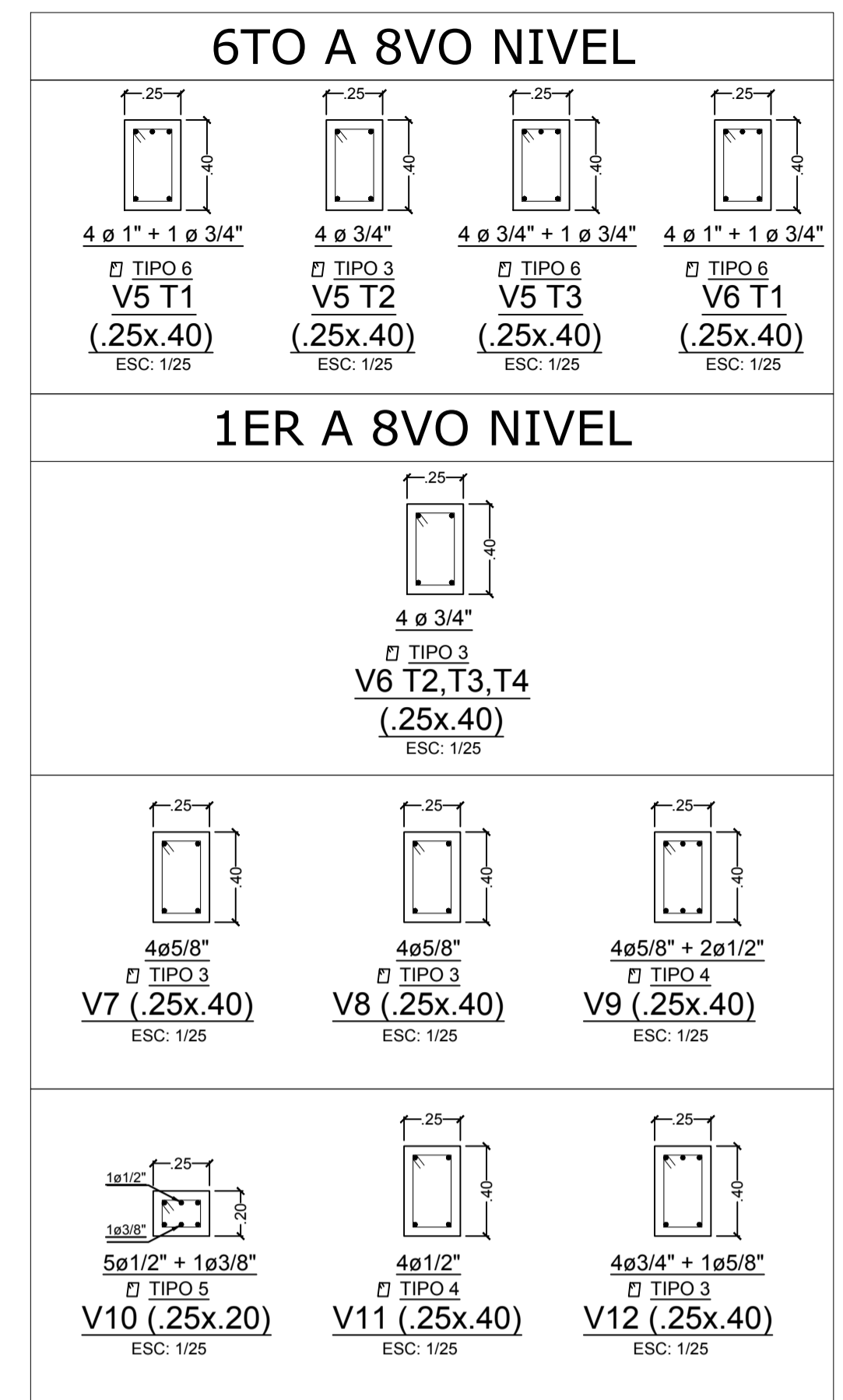
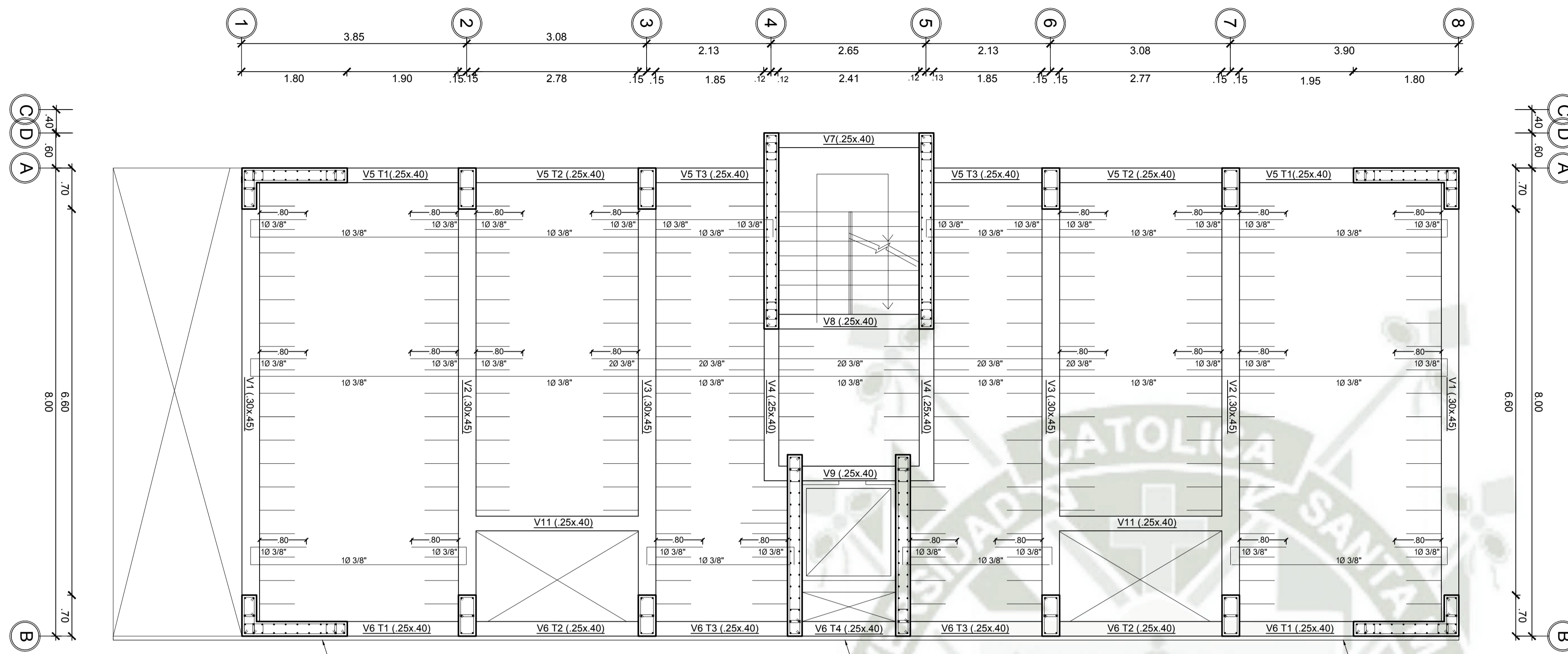


C-1 V3 (.30x.45) - 2DO A 7MO NIVEL
ESC: 1/25

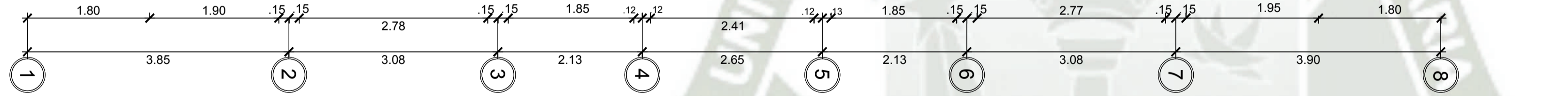


P-2 V4 (.25x.40) - 2DO A 7MO NIVEL
ESC: 1/25

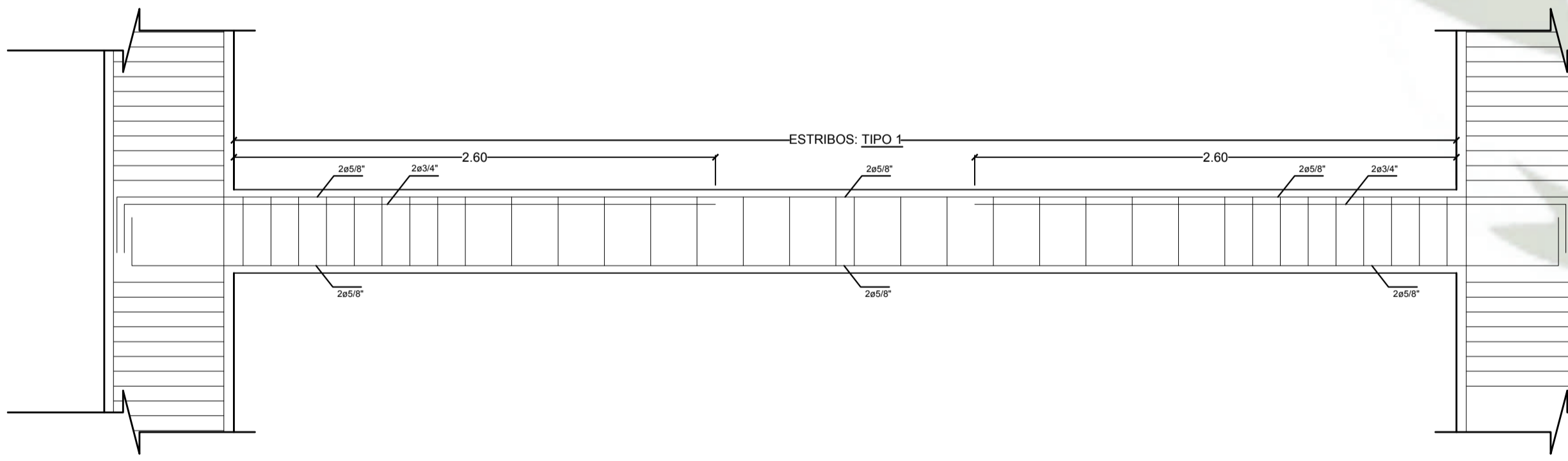
PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PLANO: VIGAS Y ALIGERADOS 6-7° NIVEL		
UBICACION: CANTÓN: 1	DEL PLANO: CAD: GMJ	PLANO: A1
DEPARTAMENTO: AREQUIPA	ESCALA: 1:50	FECHA: OCTUBRE 2018
PROVINCIA: AREQUIPA	REVISION:	FECHA:
DISTRITO: SACHACA	REVISION:	FECHA:
LUGAR: URB. EL ENSUENO T.M.Z F. LOTE 1	REVISION:	FECHA:
PROFESIONAL: ING. BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER		
ESC: 1/25		



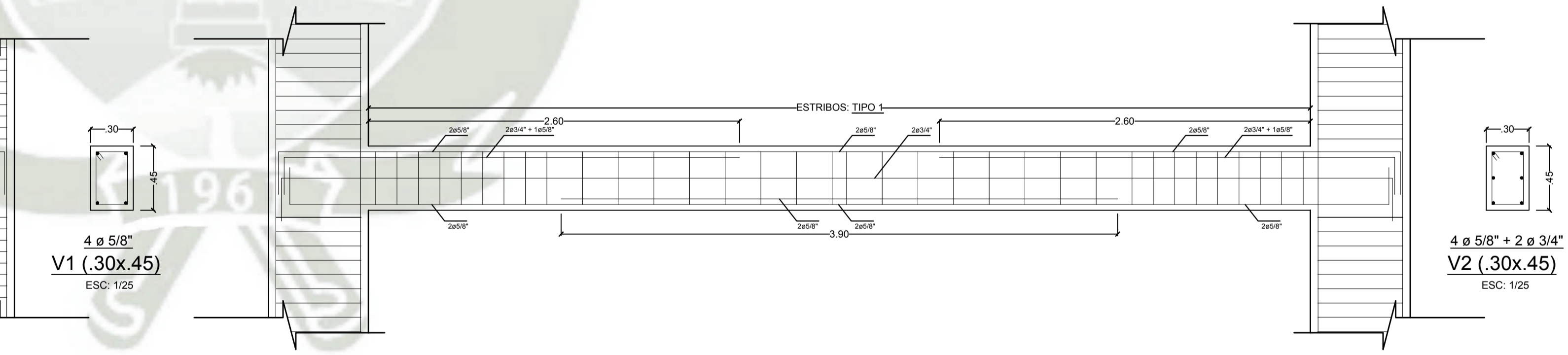
ALIGERADOS 8° PISO
Esc.: 1/50



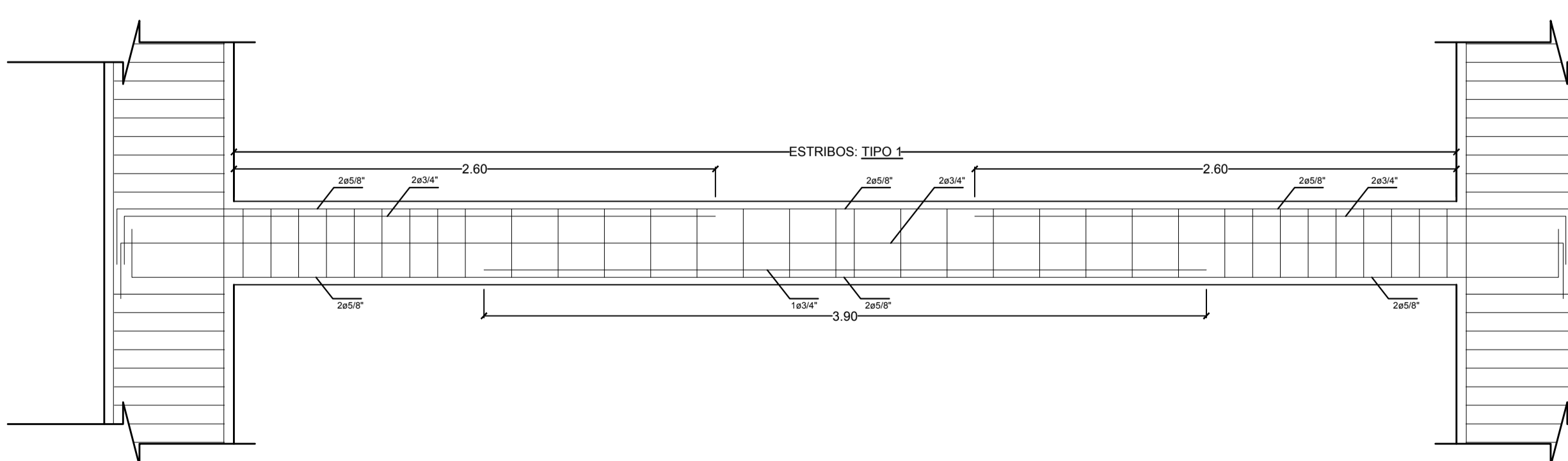
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO	TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	1@.05m, 08@.15m, rto@.25m	5	3/8"	1@.05m, 12@.07m, rto@.15m
2	3/8"	1@.05m, 10@.10m, rto@.20m	6	3/8"	1@.05m, rto@.15m
3	3/8"	1@.05m, 05@.15m, rto@.20m			
4	3/8"	1@.05m, 08@.10m, rto@.20m			



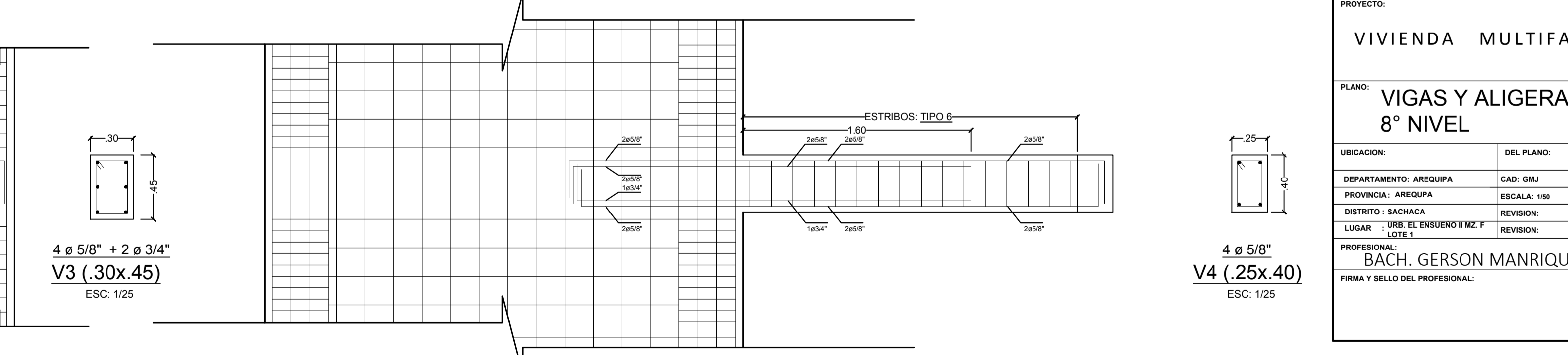
V1 (.30x.45) - 8VO NIVEL
ESC: 1/25



V2 (.30x.45) - 8VO NIVEL
ESC: 1/30



V3 (.30x.45) - 8VO NIVEL
ESC: 1/25



V4 (.25x.40) - 8VO NIVEL
ESC: 1/25

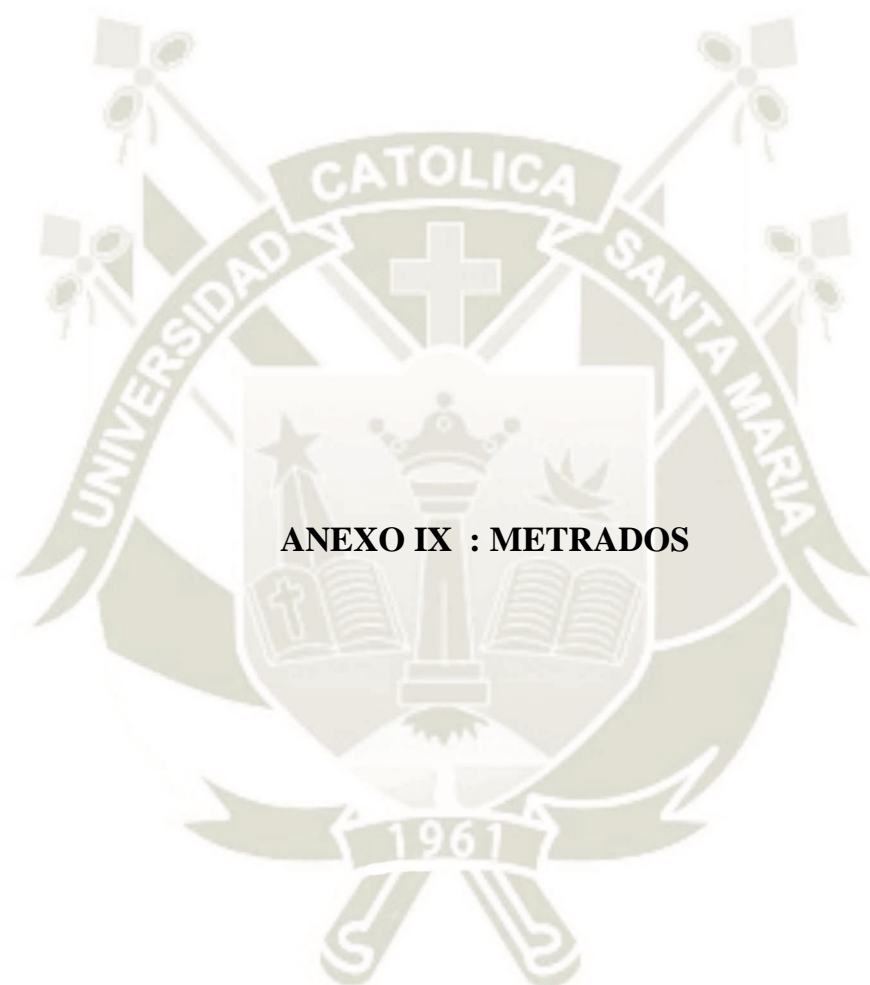
PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PLANO:
VIGAS Y ALIGERADOS 8° NIVEL

UBICACION:	DEL PLANO:
DEPARTAMENTO: AREQUIPA	CAD: GMJ
PROVINCIA: AREQUIPA	ESCALA: 1:50
DISTRITO: SACHACA	REVISION: FECHA:
LUGAR: URB. EL ENBUENO T.M.Z. F. LOTE 1	REVISION: FECHA:

PROFESIONAL:
BACH. GERSON MANRIQUE JAEGER

FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL:



Edificio Multifamiliar en Urb. El ensueño

PARTIDAS

Cerco Perimetrico de Obra

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Largo	1.00	23.00	1.00	-	23.00	2.00	46.00		
Ancho	1.00	1.00	8.00	-	8.00	2.00	16.00	62.00	M2

Movilización y desmovilización de equipo

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Movilización y desmovilización de equipo	1.00	1.00	1.00	-	1.00	1.00	1.00	1.00	GLB

Cartel de Obra

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Cartel de Obra	1.00	2.00	1.00	-	2.00	1.00	2.00	2.00	M2

Vestidores SS.HH. Para obreros

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Vestidores SS.HH. Para obreros	1.00	2.25	2.25	-	5.06	1.00	5.06	5.06	M2

Oficina, almacenes y comedores de obra

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Almacen	1.00	4.00	5.00	-	20.00	1.00	20.00		
Oficina	1.00	3.15	3.15	-	9.92	1.00	9.92		
Guardiana	1.00	2.83	2.83	-	8.01	1.00	8.01	37.93	M2

Limpieza de Terreno Manual

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Area de Terreno	1.00	23.00	8.00	-	184.00	1.00	184.00	184.00	M2

Trazo y replanteo topografico

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Area de Terreno	1.00	23.00	8.00	-	184.00	1.00	184.00	184.00	M2

Trazo y Replanteo durante la ejecución de la Obra (casco)

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
# de Veces la partida :Trazo y replanteo topografico	1.00	-	-	-	-	7.00	7.00	7.00	GLB

Equipos de protección individual

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
Equipos de protección individual	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	GLB

Equipos de protección para visitantes										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Equipos de protección para visitantes	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	GLB	
Excavaciones masivas c/retroexcavadora										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Volumen de excavacion	1.00	20.80	8.00	2.55	424.32	1.00	424.32	424.32	M3	
MOVIMIENTO DE TIERRAS DE PUESTA DE TIERRA										
RELLENO CON COEFICIENTES APLICADOS	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Relleno del terreno	1.00	20.80	8.00	2.00	332.80	1.00	332.80			
Columnas y placas	1.00	-	7.16	2.00	14.31	-1.00	-14.31			
Cisterna	1.00	5.75	4.45	2.00	51.18	-1.00	-51.18	326.72	M3	
ELIMINACION DE MATERIAL ARENA	C	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
ELIMINACION MATERIAL	1.00	0.90	0.10					140.03	M3	
Excavación manual para perfilado de la cimentación										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Volumen de excavacion	1.00	20.80	8.00	2.55	424.32	0.10	42.43	42.43	M3	
Excavación de la cimentación de elementos no estructurales										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Sobrecimiento armado de albañilería	1.00	74.18	0.20	0.35	5.19	1.00	5.19	5.19	M3	
Excavación manual para perfilado de la cimentación										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Volumen de excavacion	1.00	5.75	4.45	1.95	49.90	0.10	4.99	4.99	M3	
Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 (Cisterna)										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
MURO DE CONTENCIÓN	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Largo	1.00	5.75	0.20	2.00	2.30	2.00	4.60			
Ancho	1.00	0.20	4.45	2.00	1.78	2.00	3.56	8.16	M3	
TECHO DE CIMENTACIÓN	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Losa maciza	1.00	5.75	4.45	0.20	5.12	1.00	5.12	5.12	M3	
Solado C.H. 1:12 e=2"										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
Losa de cimentación	1.00	20.80	8.00	-	166.40	1.00	166.40	166.40	M2	
Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
VC-1	1.00	58.80	0.33	0.80	15.29	1.00	15.29			
Losa de cimentación	1.00	20.80	8.00	0.45	74.88	1.00	74.88	90.17	M3	
Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2										
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
PLACAS 1 PISO	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades	
P-1Y	1.00	1.80	0.25	4.75	2.14	4.00	8.55			
P-1X	1.00	0.45	0.25	4.75	0.53	4.00	2.14			
P-2	1.00	3.35	0.25	4.75	3.98	2.00	7.96			
P-3	1.00	3.10	0.25	4.75	3.68	2.00	7.36	26.01	M3	

ENCOFRADO

Los valores de esponjamiento y reducción dependen del tipo de suelo de que se trate.

Material	Esponjamiento	Coefficiente de Reducción $C = (1/(1+E/100))$
Arena	10	0.9
Grava	10	0.9
Tierra común o Natural	25	0.8
Arcilla Compactada	40	0.7
Roca	50 a 60	0.65

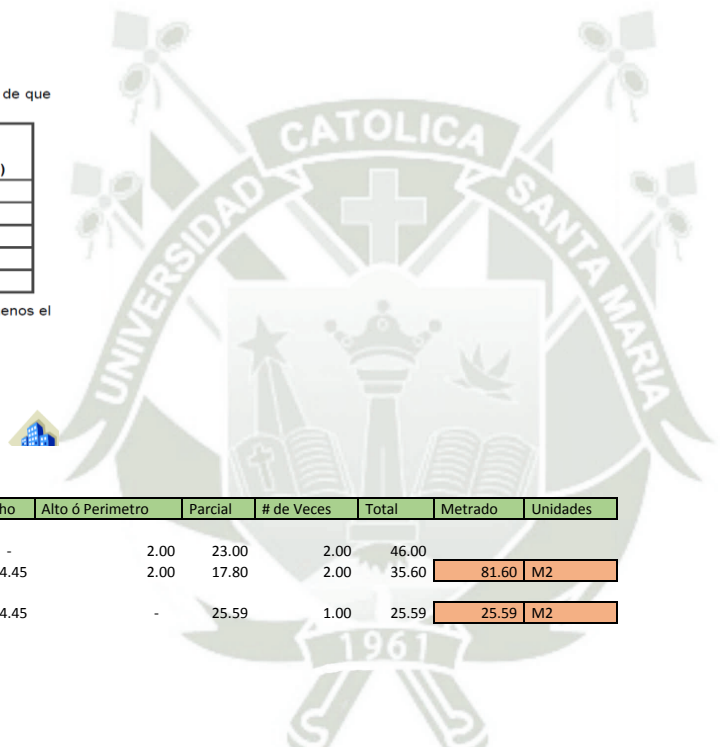
La eliminación de material excedente; es igual al volumen excavado, menos el volumen rellenable; multiplicados por sus factores correspondientes.

Para nuestro caso en análisis tenemos:

Volumen Eliminado (VE): E = 25%
C = 0.80

Luego:

$$VE = 26.752 \times 1.25 - 13.917 \times ((1.25)/0.80) = 11.694 \text{ m}^3$$



Habilitación y colocación de encofrado

Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
MURO DE CONTENCIÓN									
Largo	2.00	5.75	-	2.00	23.00	2.00	46.00		
Ancho	2.00	-	4.45	2.00	17.80	2.00	35.60	81.60	M2
TECHO DE CIMENTACIÓN									
Losa maciza	1.00	5.75	4.45	-	25.59	1.00	25.59	25.59	M2

Habilitación y colocación de

Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
VC-1	1.00	58.80		0.80	47.04	1.00	47.04		
Losa de cimentación	1.00	20.80	8.00	-	166.40	1.00	166.40	213.44	M2

Habilitación y colocación de encofrado

Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
PLACAS 1 PISO									
P-1Y	1.00	1.50	0.25	4.75	16.63	4.00	66.50		
P-1X	1.00	0.45	0.25	4.75	6.65	4.00	26.60		
P-2	1.00	3.35	0.25	4.75	34.20	2.00	68.40		
P-3	1.00	3.10	0.25	4.75	31.83	2.00	63.65	225.15	M2

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Altura	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
COLUMNAS 1 PISO									
C-1	1.00	0.70	0.30	4.75	1.00	8.00	7.98	7.98	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
PLACAS 2-8 PISO									
P-1Y	1.00	1.50	0.25	2.60	0.98	4.00	3.90		
P-1X	1.00	0.45	0.25	2.60	0.29	4.00	1.17		
P-2	1.00	3.35	0.25	2.60	2.18	2.00	4.36		
P-3	1.00	3.10	0.25	2.60	2.02	2.00	4.03	13.46	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
COLUMNAS 2-8 PISO									
C-1	1.00	0.70	0.30	2.60	0.55	8.00	4.37	4.37	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Area ó Altura	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
ESCALERAS 1 PISO									
CIMIENTO	1.00	1.20	-	1.80	2.16	1.00	2.16		
PELDAÑO	14.00	1.20	-	0.14	2.28	1.00	2.28		
DESCANSO	1.00	2.40	1.10	0.20	0.53	1.00	0.53	4.97	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Area ó Altura	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
ESCALERAS 2-8 PISO									
PELDAÑO	14.00	1.20	-	0.14	2.28	1.00	2.28		
DESCANSO	1.00	2.40	1.10	0.20	0.53	1.00	0.53	2.81	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 1-5 PISO									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetr	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
LOSA ALIGERADA DE 20CM									
ENTRE EJE 1-2 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	0.09	2.28		
ENTRE EJE 2-3 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	0.09	1.41		
ENTRE EJE 3-4 Y A-B	1.00	2.28	7.50	-	17.10	0.09	1.50		
ENTRE EJE 4-5 Y A-B	1.00	2.40	2.34	-	5.62	0.09	0.49		
ENTRE EJE 5-6 Y A-B	1.00	2.28	7.50	-	17.10	0.09	1.50		
ENTRE EJE 6-7 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	0.09	1.41		
ENTRE EJE 7-8 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	0.09	2.28		
ENTRE EJE 2-4 Y C-A	1.00	5.17	0.75	-	3.88	0.09	0.34		
ENTRE EJE 5-7 Y C-A	1.00	5.18	0.75	-	3.89	0.09	0.34	11.54	M3

Habilitación y colocación de encofrado									
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
COLUMNAS 1 PISO									
C-1	1.00	0.70	0.30	4.75	9.50	8.00	76.00	76.00	M2

Habilitación y colocación de encofrado									
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
PLACAS 2-8 PISO									
P-1Y	1.00	1.50	0.25	2.60	9.10	4.00	36.40		
P-1X	1.00	0.45	0.25	3.60	5.04	4.00	20.16		
P-2	1.00	3.35	0.25	2.60	18.72	2.00	37.44		
P-3	1.00	3.10	0.25	2.60	17.42	2.00	34.84	128.84	M2

Habilitación y colocación de encofrado									
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
COLUMNAS 2-8 PISO									
C-1	1.00	0.70	0.30	2.60	5.20	8.00	41.60	41.60	M2

Habilitación y colocación de encofrado caravista									
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Area ó Altura	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
ESCALERAS 1 PISO									
CIMIENTO	1.00	1.20	0.80	1.00	4.00	1.00	4.00		
PELDAÑO	14.00	1.20	-	0.18	3.02	1.00	3.02		
DESCANSO	1.00	2.40	1.10	-	2.64	1.00	2.64	9.66	M2

Habilitación y colocación de encofrado caravista									
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Area ó Altura	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
ESCALERAS 2-8 PISO									
PELDAÑO	14.00	1.20	-	0.18	3.02	1.00	3.02		
DESCANSO	1.00	2.40	1.10	-	2.64	1.00	2.64	5.66	M2

Habilitación y colocación de encofrado caravista 1-5 PISO									
Descripción	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
LOSA ALIGERADA DE 20CM									
ENTRE EJE 1-2 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	1.00	26.03		
ENTRE EJE 2-3 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	1.00	16.13		
ENTRE EJE 3-4 Y A-B	1.00	2.28	7.50	-	17.10	1.00	17.10		
ENTRE EJE 4-5 Y A-B	1.00	2.40	2.34	-	5.62	1.00	5.62		
ENTRE EJE 5-6 Y A-B	1.00	2.28	7.50	-	17.10	1.00	17.10		
ENTRE EJE 6-7 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	1.00	16.13		
ENTRE EJE 7-8 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	1.00	26.03		
ENTRE EJE 2-4 Y C-A	1.00	5.17	0.75	-	3.88	1.00	3.88		
ENTRE EJE 5-7 Y C-A	1.00	5.18	0.75	-	3.89	1.00	3.89	131.89	M2

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 6-7 PISO									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetr	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
LOSA ALIGERADA DE 20CM									
ENTRE EJE 1-2 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	0.09	2.28		
ENTRE EJE 2-3 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	0.09	1.41		
ENTRE EJE 3-4 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	0.09	0.80		
ENTRE EJE 4-5 Y A-B	1.00	2.40	2.34	-	5.62	0.09	0.49		
ENTRE EJE 5-6 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	0.09	0.80		
ENTRE EJE 6-7 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	0.09	1.41		
ENTRE EJE 7-8 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	0.09	2.28		
ENTRE EJE 2-4 Y C-A	1.00	5.17	0.75	-	3.88	0.09	0.34		
ENTRE EJE 5-7 Y C-A	1.00	5.18	0.75	-	3.89	0.09	0.34	10.14	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 8 PISO									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetr	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
LOSA ALIGERADA DE 20CM									
ENTRE EJE 1-2 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	0.09	2.28		
ENTRE EJE 2-3 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	0.09	1.41		
ENTRE EJE 3-4 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	0.09	0.80		
ENTRE EJE 4-5 Y A-B	1.00	2.40	2.34	-	5.62	0.09	0.49		
ENTRE EJE 5-6 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	0.09	0.80		
ENTRE EJE 6-7 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	0.09	1.41		
ENTRE EJE 7-8 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	0.09	2.28	9.46	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2									
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
VIGAS 1-5 PISO									
V1	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V2	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V3	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V4	1.00	2.34	0.25	0.45	0.26	2.00	0.53		
V5 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	0.20	2.00	0.40		
V5 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	0.24	2.00	0.47		
V5 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	0.17	2.00	0.33		
V6 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	0.20	2.00	0.40		
V6 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	0.24	2.00	0.47		
V6 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	0.17	2.00	0.33		
V6 T-4	1.00	1.60	0.25	0.40	0.16	1.00	0.16		
V7	1.00	2.40	0.25	0.40	0.24	1.00	0.24		
V8	1.00	2.40	0.25	0.40	0.24	1.00	0.24		
V9	1.00	1.60	0.25	0.40	0.16	1.00	0.16		
V10	1.00	6.68	0.25	0.20	0.33	2.00	0.67		
V11	1.00	2.28	0.25	0.40	0.23	2.00	0.46	10.93	M3

Habilitacion y colocacion de encofrado caravista 6-7 PISO

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
LOSA ALIGERADA DE 20CM									
ENTRE EJE 1-2 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	1.00	26.03		
ENTRE EJE 2-3 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	1.00	16.13		
ENTRE EJE 3-4 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	1.00	9.10		
ENTRE EJE 4-5 Y A-B	1.00	2.40	2.34	-	5.62	1.00	5.62		
ENTRE EJE 5-6 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	1.00	9.10		
ENTRE EJE 6-7 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	1.00	16.13		
ENTRE EJE 7-8 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	1.00	26.03		
ENTRE EJE 2-4 Y C-A	1.00	5.17	0.75	-	3.88	1.00	3.88		
ENTRE EJE 5-7 Y C-A	1.00	5.18	0.75	-	3.89	1.00	3.89	115.89	M2

Habilitacion y colocacion de encofrado caravista 8 PISO

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Perimetro	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
LOSA ALIGERADA DE 20CM									
ENTRE EJE 1-2 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	1.00	26.03		
ENTRE EJE 2-3 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	1.00	16.13		
ENTRE EJE 3-4 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	1.00	9.10		
ENTRE EJE 4-5 Y A-B	1.00	2.40	2.34	-	5.62	1.00	5.62		
ENTRE EJE 5-6 Y A-B	1.00	1.88	4.84	-	9.10	1.00	9.10		
ENTRE EJE 6-7 Y A-B	1.00	2.83	5.70	-	16.13	1.00	16.13		
ENTRE EJE 7-8 Y A-B	1.00	3.47	7.50	-	26.03	1.00	26.03	108.13	M2

Habilitacion y colocacion de encofrado caravista

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
VIGAS 1-5 PISO									
V1	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V2	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V3	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V4	1.00	2.34	0.25	0.45	1.76	2.00	3.51		
V5 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	1.30	2.00	2.60		
V5 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	1.54	2.00	3.08		
V5 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	1.07	2.00	2.15		
V6 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	1.30	2.00	2.60		
V6 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	1.54	2.00	3.08		
V6 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	1.07	2.00	2.15		
V6 T-4	1.00	1.60	0.25	0.40	1.04	1.00	1.04		
V7	1.00	2.40	0.25	0.40	1.56	1.00	1.56		
V8	1.00	2.40	0.25	0.40	1.56	1.00	1.56		
V9	1.00	1.60	0.25	0.40	1.04	1.00	1.04		
V10	1.00	6.68	0.25	0.20	1.67	2.00	3.34		
V11	1.00	2.28	0.25	0.40	1.48	2.00	2.96	66.67	M2

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
VIGAS 6-7 PISO									
V1	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V2	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V3	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V4	1.00	2.34	0.25	0.45	0.26	2.00	0.53		
V5 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	0.20	2.00	0.40		
V5 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	0.24	2.00	0.47		
V5 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	0.17	2.00	0.33		
V6 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	0.20	2.00	0.40		
V6 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	0.24	2.00	0.47		
V6 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	0.17	2.00	0.33		
V6 T-4	1.00	1.60	0.25	0.40	0.16	1.00	0.16		
V7	1.00	2.40	0.25	0.40	0.24	1.00	0.24		
V8	1.00	2.40	0.25	0.40	0.24	1.00	0.24		
V9	1.00	1.60	0.25	0.40	0.16	1.00	0.16		
V10	1.00	6.68	0.25	0.20	0.33	2.00	0.67		
V11	1.00	2.28	0.25	0.40	0.23	2.00	0.46		
V12	1.00	2.82	0.25	0.40	0.28	2.00	0.56	11.50	M3

Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
VIGAS 8 PISO									
V1	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V2	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V3	1.00	7.50	0.30	0.45	1.01	2.00	2.03		
V4	1.00	2.34	0.25	0.45	0.26	2.00	0.53		
V5 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	0.20	2.00	0.40		
V5 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	0.24	2.00	0.47		
V5 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	0.17	2.00	0.33		
V6 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	0.20	2.00	0.40		
V6 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	0.24	2.00	0.47		
V6 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	0.17	2.00	0.33		
V6 T-4	1.00	1.60	0.25	0.40	0.16	1.00	0.16		
V7	1.00	2.40	0.25	0.40	0.24	1.00	0.24		
V8	1.00	2.40	0.25	0.40	0.24	1.00	0.24		
V9	1.00	1.60	0.25	0.40	0.16	1.00	0.16		
V11	1.00	2.28	0.25	0.40	0.23	2.00	0.46	10.27	M3

Ladrillo de sogá king kong 18 huecos

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
ALBAÑILERIA									
1 PISO	1.00	74.18	-	2.60	192.87	1.00	192.87	192.87	M2
2-5 PISO	1.00	80.52	-	2.60	209.35	1.00	209.35	209.35	M2
6 PISO	1.00	75.40	-	2.60	196.04	1.00	196.04	196.04	M2
7 PISO	1.00	87.80	-	2.60	228.28	1.00	228.28	228.28	M2
8 PISO	1.00	98.90	-	2.60	257.14	1.00	257.14	257.14	M2

Habilitacion y colocacion de encofrado caravista

Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
VIGAS 6-7 PISO									
V1	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V2	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V3	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V4	1.00	2.34	0.25	0.45	1.76	2.00	3.51		
V5 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	1.30	2.00	2.60		
V5 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	1.54	2.00	3.08		
V5 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	1.07	2.00	2.15		
V6 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	1.30	2.00	2.60		
V6 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	1.54	2.00	3.08		
V6 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	1.07	2.00	2.15		
V6 T-4	1.00	1.60	0.25	0.40	1.04	1.00	1.04		
V7	1.00	2.40	0.25	0.40	1.56	1.00	1.56		
V8	1.00	2.40	0.25	0.40	1.56	1.00	1.56		
V9	1.00	1.60	0.25	0.40	1.04	1.00	1.04		
V10	1.00	6.68	0.25	0.20	1.67	2.00	3.34		
V11	1.00	2.28	0.25	0.40	1.48	2.00	2.96		
V12	1.00	2.82	0.25	0.40	1.83	2.00	3.67	70.33	M2

Habilitacion y colocacion de encofrado caravista

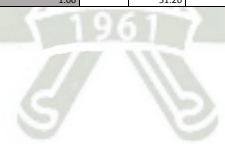
Descripcion	Cantidad	Largo	Ancho	Alto ó Area	Parcial	# de Veces	Total	Metrado	Unidades
VIGAS 8 PISO									
V1	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V2	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V3	1.00	7.50	0.30	0.45	6.00	2.00	12.00		
V4	1.00	2.34	0.25	0.45	1.76	2.00	3.51		
V5 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	1.30	2.00	2.60		
V5 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	1.54	2.00	3.08		
V5 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	1.07	2.00	2.15		
V6 T-1	1.00	2.00	0.25	0.40	1.30	2.00	2.60		
V6 T-2	1.00	2.37	0.25	0.40	1.54	2.00	3.08		
V6 T-3	1.00	1.65	0.25	0.40	1.07	2.00	2.15		
V6 T-4	1.00	1.60	0.25	0.40	1.04	1.00	1.04		
V7	1.00	2.40	0.25	0.40	1.56	1.00	1.56		
V8	1.00	2.40	0.25	0.40	1.56	1.00	1.56		
V9	1.00	1.60	0.25	0.40	1.04	1.00	1.04		
V11	1.00	2.28	0.25	0.40	1.48	2.00	2.96	63.33	M2

PRIMER PISO																	
PLACAS																	
DIMENSIONES P-1 EB Y																	
0.25	Acero longitudinal	1"	6.00	5.80	8.00	1.00					278.40		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.40	Estribos	1/2"	65.00	1.28	8.00	1.00			665.60				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	65.00	0.68	8.00	1.00			353.60				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
DIMENSIONES P-1 EB X																	
0.25	Acero longitudinal	1"	6.00	5.80	8.00	1.00					278.40		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.70	Estribos	1/2"	65.00	1.88	8.00	1.00			977.60				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	65.00	0.68	8.00	1.00			353.60				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-1 ALMA																	
	Acero longitudinal superior	3/8"	10.00	5.80	4.00	1.00			232.00			0.00					
	Acero transversal superior	3/8"	58.00	1.70	4.00	1.00			394.40								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	10.00	5.80	4.00	1.00			232.00								
	Acero transversal inferior	3/8"	58.00	1.70	4.00	1.00			394.40								
DIMENSIONES P-2 EB																	
0.25	Acero longitudinal	1"	8.00	5.80	4.00	1.00					185.60		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	65.00	1.48	4.00	1.00			384.80				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.25	Estribos	1/2"	65.00	0.98	4.00	1.00			254.80				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-2 ALMA																	
	Acero longitudinal superior	3/8"	24.00	5.80	2.00	1.00			278.40								
	Acero transversal superior	3/8"	58.00	3.05	2.00	1.00			353.80								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	24.00	5.80	2.00	1.00			278.40								
	Acero transversal inferior	3/8"	58.00	3.05	2.00	1.00			353.80								
DIMENSIONES P-3 EB																	
0.25	Acero longitudinal	1"	6.00	5.80	4.00	1.00					139.20		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	65.00	1.48	4.00	1.00			384.80				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	65.00	0.68	4.00	1.00			176.80				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-3 ALMA																	
	Acero longitudinal superior	3/8"	21.00	5.80	2.00	1.00			243.60			0.00					
	Acero transversal superior	3/8"	58.00	2.80	2.00	1.00			324.80								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	21.00	5.80	2.00	1.00			243.60								
	Acero transversal inferior	3/8"	58.00	2.80	2.00	1.00			324.80								
	LONGITUD POR DIAMETRO (m)							0.00	3654.00	3551.60	0.00	0.00	881.60				
	PESO POR DIAMETRO (Kg)							0.00	2082.78	3587.12	0.00	0.00	3535.22				9941.52
SEGUNDO PISO																	
PLACAS																	
DIMENSIONES P-1 EB Y																	
0.25	Acero longitudinal	1"	6.00	3.20	8.00	1.00					153.60		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.40	Estribos	1/2"	32.00	1.28	8.00	1.00			327.68				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	8.00	1.00			174.08				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
DIMENSIONES P-1 EB X																	
0.25	Acero longitudinal	1"	6.00	3.20	8.00	1.00					153.60		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.70	Estribos	1/2"	32.00	1.88	8.00	1.00			481.28				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	8.00	1.00			174.08				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-1 ALMA																	
	Acero longitudinal superior	3/8"	10.00	3.20	4.00	1.00			128.00			0.00					
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	1.70	4.00	1.00			217.60								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	10.00	3.20	4.00	1.00			128.00								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	1.70	4.00	1.00			217.60								
DIMENSIONES P-2 EB																	
0.25	Acero longitudinal	1"	8.00	3.20	4.00	1.00					102.40		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	32.00	1.48	4.00	1.00			189.44				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.25	Estribos	1/2"	32.00	0.98	4.00	1.00			125.44				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-2 ALMA																	
	Acero longitudinal superior	3/8"	24.00	3.20	2.00	1.00			153.60			0.00					
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	3.05	2.00	1.00			195.20								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	24.00	3.20	2.00	1.00			153.60								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	3.05	2.00	1.00			195.20								
DIMENSIONES P-3 EB																	
0.25	Acero longitudinal	1"	6.00	3.20	4.00	1.00					76.80		1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	32.00	1.48	4.00	1.00			189.44				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	4.00	1.00			87.04				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-3 ALMA																	
	Acero longitudinal superior	3/8"	21.00	3.20	2.00	1.00			134.40			0.00					
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	2.80	2.00	1.00			179.20								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	21.00	3.20	2.00	1.00			134.40								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	2.80	2.00	1.00			179.20								
	LONGITUD POR DIAMETRO (m)							0.00	2016.00	1748.48	0.00	0.00	486.40				
	PESO POR DIAMETRO (Kg)							0.00	1149.12	1765.96	0.00	0.00	1950.46				5254.79

TERCER PISO AL QUINTO PISO																		
PLACAS																		
DIMENSIONES P-1 EB																		
0.25	Acero longitudinal	3/4"	6.00	3.20	8.00	1.00					153.60			1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.40	Estribos	1/2"	32.00	1.28	8.00	1.00				327.68				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	8.00	1.00				174.08				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
DIMENSIONES P-1 EB X																		
0.25	Acero longitudinal	3/4"	6.00	3.20	8.00	1.00					153.60			1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.70	Estribos	1/2"	32.00	1.88	8.00	1.00				481.28				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	8.00	1.00				174.08				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-1 ALMA																		
	Acero longitudinal superior	3/8"	10.00	3.20	4.00	1.00				128.00								0.00
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	1.70	4.00	1.00				217.60								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	10.00	3.20	4.00	1.00				128.00								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	1.70	4.00	1.00				217.60								
DIMENSIONES P-2 EB																		
0.25	Acero longitudinal	3/4"	8.00	3.20	4.00	1.00								1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	32.00	1.48	4.00	1.00				189.44				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.25	Estribos	1/2"	32.00	0.98	4.00	1.00				125.44				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-2 ALMA																		
	Acero longitudinal superior	3/8"	24.00	3.20	2.00	1.00				153.60								0.00
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	3.05	2.00	1.00				195.20								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	24.00	3.20	2.00	1.00				153.60								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	3.05	2.00	1.00				195.20								
DIMENSIONES P-3 EB																		
0.25	Acero longitudinal	3/4"	6.00	3.20	4.00	1.00								1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	32.00	1.48	4.00	1.00				189.44				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	4.00	1.00				87.04				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-3 ALMA																		
	Acero longitudinal superior	3/8"	21.00	3.20	2.00	1.00				134.40								0.00
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	2.80	2.00	1.00				179.20								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	21.00	3.20	2.00	1.00				134.40								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	2.80	2.00	1.00				179.20								
	LONGITUD POR DIAMETRO (m)						0.00	2016.00	1748.48	0.00	486.40	0.00						
	PESO POR DIAMETRO (Kg)						0.00	1149.12	1765.96	0.00	1094.40	0.00						4330.24
SEXTO PISO AL OCTAVO PISO																		
PLACAS																		
DIMENSIONES P-1 EB																		
0.25	Acero longitudinal	5/8"	6.00	3.20	8.00	1.00					153.60			1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.40	Estribos	1/2"	32.00	1.28	8.00	1.00				327.68				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	8.00	1.00				174.08				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
DIMENSIONES P-1 EB X																		
0.25	Acero longitudinal	5/8"	6.00	3.20	8.00	1.00					153.60			1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.70	Estribos	1/2"	32.00	1.88	8.00	1.00				481.28				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	8.00	1.00				174.08				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-1 ALMA																		
	Acero longitudinal superior	3/8"	10.00	3.20	4.00	1.00				128.00								0.00
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	1.70	4.00	1.00				217.60								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	10.00	3.20	4.00	1.00				128.00								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	1.70	4.00	1.00				217.60								
DIMENSIONES P-2 EB																		
0.25	Acero longitudinal	5/8"	8.00	3.20	4.00	1.00								1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	32.00	1.48	4.00	1.00				189.44				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.25	Estribos	1/2"	32.00	0.98	4.00	1.00				125.44				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-2 ALMA																		
	Acero longitudinal superior	3/8"	24.00	3.20	2.00	1.00				153.60								0.00
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	3.05	2.00	1.00				195.20								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	24.00	3.20	2.00	1.00				153.60								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	3.05	2.00	1.00				195.20								
DIMENSIONES P-3 EB																		
0.25	Acero longitudinal	5/8"	6.00	3.20	4.00	1.00								1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.50	Estribos	1/2"	32.00	1.48	4.00	1.00				189.44				DISTANCIA(M)	0.08	0.08	0.08	0.00
0.10	Estribos	1/2"	32.00	0.68	4.00	1.00				87.04				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
P-3 ALMA																		
	Acero longitudinal superior	3/8"	21.00	3.20	2.00	1.00				134.40								0.00
	Acero transversal superior	3/8"	32.00	2.80	2.00	1.00				179.20								
	Acero longitudinal inferior	3/8"	21.00	3.20	2.00	1.00				134.40								
	Acero transversal inferior	3/8"	32.00	2.80	2.00	1.00				179.20								
	LONGITUD POR DIAMETRO (m)						0.00	2016.00	1748.48	486.40	0.00	0.00						
	PESO POR DIAMETRO (Kg)						0.00	1149.12	1765.96	768.51	0.00	0.00						3978.28
PRIMER PISO																		
COLUMNAS																		
DIMENSIONES C-1																		
0.30	Acero longitudinal	1"	6.00	5.80	8.00	1.00								1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.70	Estribos	3/8"	36.00	1.98	8.00	1.00				570.24				DISTANCIA(M)	0.05	0.15	0.15	0.00
0.12	Estribos	3/8"	36.00	0.82	8.00	1.00				236.16				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
	LONGITUD POR DIAMETRO (m)						0.00	806.40	0.00	0.00	0.00	278.40						
	PESO POR DIAMETRO (Kg)						0.00	459.65	0.00	0.00	0.00	1116.38						1702.11
SEGUNDO PISO AL OCTAVO PISO																		
COLUMNAS																		
DIMENSIONES C-1																		
0.30	Acero longitudinal	1"	6.00	3.20	8.00	1.00								1.00	2.00	3.00	COLUMNA	0.00
0.70	Estribos	3/8"	18.00	1.98	8.00	1.00				285.12				DISTANCIA(M)	0.05	0.15	0.15	0.00
0.12	Estribos	3/8"	18.00	0.82	8.00	1.00				118.08				NUMERO	1.00	10.00	X	0.00
	LONGITUD POR DIAMETRO (m)						0.00	403.20	0.00	0.00	0.00	153.60						
	PESO POR DIAMETRO (Kg)						0.00	229.82	0.00	0.00	0.00	615.94						913.42

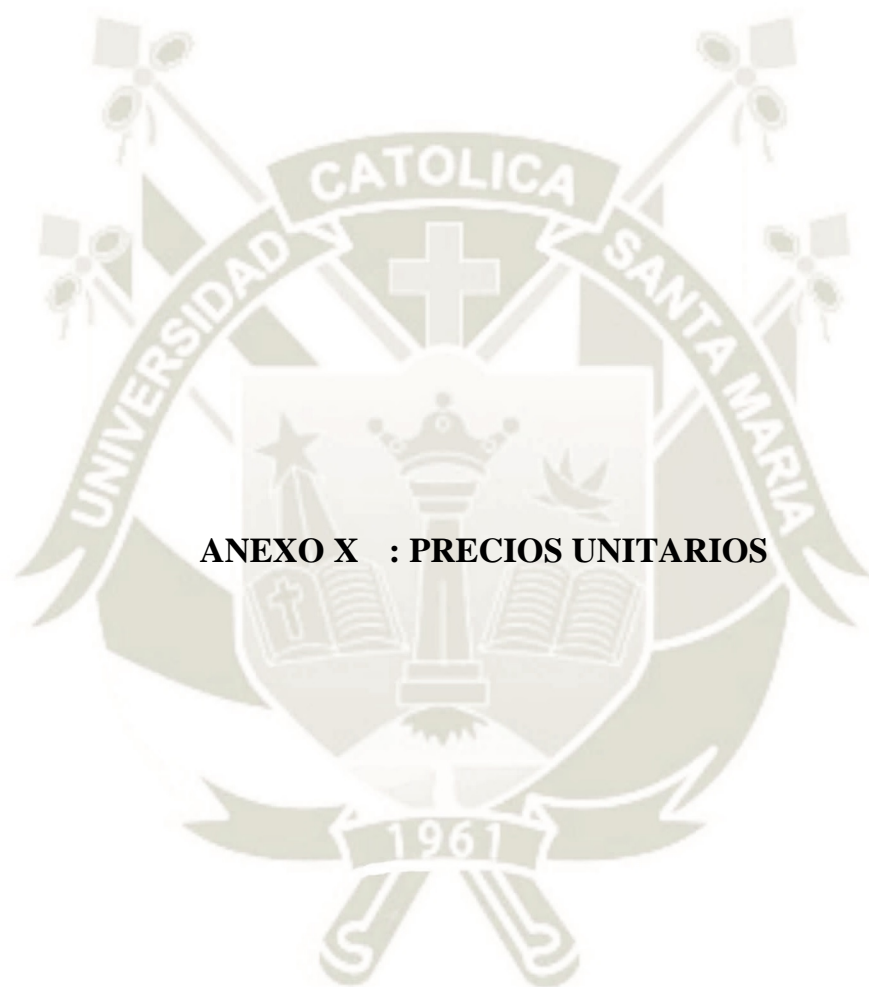
PRIMER PISO AL OCTAVO PISO										
ESCALERAS										
ESCALERAS										
Acero longitudinal superior	3/8"	6.00	9.20	2.00	1.00		110.40			
Acero longitudinal inferior	3/8"	6.00	8.73	2.00	1.00		104.76			
Acero transversal superior	3/8"	21.00	1.20	2.00	1.00		50.40			
Acero transversal inferior	3/8"	8.00	9.04	2.00	1.00		144.64			
Temperatura	3/8"	21.00	1.20	2.00	1.00		50.40			
LONGITUD POR DIAMETRO (m)							0.00	460.60	0.00	0.00
PESO POR DIAMETRO (Kg)							0.00	262.54	0.00	0.00
PRIMER PISO AL QUINTO PISO										
LOSAS ALGERADAS										
ENTRE E-E A-A" y 1-8										
Acero (+)	1/2"	6.00	20.45	1.00	1.00		122.70			
Acero (-) extremo	1/2"	6.00	2.50	1.00	1.00		15.00			
Acero (-) interior	3/8"	6.00	8.35	2.00	1.00		100.20			
Acero (-) extremo	1/2"	6.00	2.50	1.00	1.00		15.00			
Temperatura	1/4"	82.00	2.34	1.00	1.00		191.88			
ENTRE E-E A-A" y 1-8										
Acero (+)	1/2"	7.00	8.87	2.00	1.00		124.18			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Acero (-) interior	1/2"	7.00	2.90	2.00	1.00		40.60			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Temperatura	1/4"	36.00	2.50	2.00	1.00		180.00			
ENTRE E-E A-A" y 1-2, A-A" y 7-8										
Acero (+)	1/2"	7.00	3.67	2.00	1.00		51.38			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Acero (-) interior	1/2"	7.00	0.00	2.00	1.00		0.00			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Temperatura	1/4"	15.00	2.41	2.00	1.00		72.30			
ENTRE E-E A-A" y 3-4, A-A" y 5-6										
Acero (+)	1/2"	7.00	2.45	2.00	1.00		34.30			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Acero (-) interior	1/2"	7.00	0.00	2.00	1.00		0.00			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Temperatura	1/4"	10.00	2.41	2.00	1.00		48.20			
ENTRE E-E CA y 2-4, CA y 5-7										
Acero (+)	1/2"	13.00	1.05	2.00	1.00		27.30			
Acero (-) extremo	1/2"	13.00	0.00	2.00	1.00		0.00			
Acero (-) interior	1/2"	13.00	0.34	2.00	1.00		8.84			
Acero (-) extremo	1/2"	13.00	0.00	2.00	1.00		0.00			
Temperatura	1/4"	5.00	5.18	2.00	1.00		51.80			
LONGITUD POR DIAMETRO (m)							544.18	100.20	527.50	0.00
PESO POR DIAMETRO (Kg)							130.60	57.11	532.78	0.00
SEXTO PISO AL SEPTIMO PISO										
LOSAS ALGERADAS										
ENTRE E-E A-A" y 1-8										
Acero (+)	1/2"	6.00	20.45	1.00	1.00		122.70			
Acero (-) extremo	1/2"	6.00	2.50	1.00	1.00		15.00			
Acero (-) interior	3/8"	6.00	8.35	2.00	1.00		100.20			
Acero (-) extremo	1/2"	6.00	2.50	1.00	1.00		15.00			
Temperatura	1/4"	82.00	2.34	1.00	1.00		191.88			
ENTRE E-E A-A" y 1-8										
Acero (+)	1/2"	7.00	8.87	2.00	1.00		124.18			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Acero (-) interior	1/2"	7.00	2.90	2.00	1.00		40.60			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Temperatura	1/4"	36.00	2.50	2.00	1.00		180.00			
ENTRE E-E A-A" y 1-2, A-A" y 7-8										
Acero (+)	1/2"	7.00	3.67	2.00	1.00		51.38			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Acero (-) interior	1/2"	7.00	0.00	2.00	1.00		0.00			
Acero (-) extremo	1/2"	7.00	1.05	2.00	1.00		14.70			
Temperatura	1/4"	15.00	2.41	2.00	1.00		72.30			
ENTRE E-E CA y 2-4, CA y 5-7										
Acero (+)	1/2"	13.00	1.05	2.00	1.00		27.30			
Acero (-) extremo	1/2"	13.00	0.00	2.00	1.00		0.00			
Acero (-) interior	1/2"	13.00	0.34	2.00	1.00		8.84			
Acero (-) extremo	1/2"	13.00	0.00	2.00	1.00		0.00			
Temperatura	1/4"	5.00	5.18	2.00	1.00		51.80			
LONGITUD POR DIAMETRO (m)							495.98	100.20	463.80	0.00
PESO POR DIAMETRO (Kg)							119.04	57.11	468.44	0.00
696.15										

SEGUNDO A TERCER PISO													
VIGAS													
LONG. ESTRIBOS	V-1												
6.60	Acero longitudinal-Superior	5/8"	2.00	8.20	2.00	1.00				32.80			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda	3/4"	4.00	2.75	2.00	1.00				22.00			
0.30	Acero refuerzo medio	5/8"	2.00	2.75	2.00	1.00							
0.45	Acero refuerzo derecha	5/8"	2.00	2.75	2.00	1.00				11.00			
	Acero longitudinal-Inferior	5/8"	2.00	8.20	2.00	1.00				32.80			
	Estribos-Viga	3/8"	44.00	1.48	2.00	1.00			130.24				
LONG. ESTRIBOS	V-2												
6.60	Acero longitudinal-Superior	3/4"	4.00	8.20	2.00	1.00				65.60			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda	3/4"	3.00	2.75	2.00	1.00				16.50			
0.30	Acero refuerzo medio	5/8"	1.00	3.90	2.00	1.00				7.80			
0.45	Acero refuerzo derecha	3/4"	3.00	2.75	2.00	1.00				16.50			
	Acero longitudinal-Inferior	5/8"	2.00	8.20	2.00	1.00				32.80			
	Estribos-Viga	3/8"	67.00	1.48	2.00	1.00			198.32				
LONG. ESTRIBOS	V-3												
6.60	Acero longitudinal-Superior	5/8"	4.00	8.20	2.00	1.00				65.60			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda	3/4"	4.00	2.75	2.00	1.00				22.00			
0.30	Acero refuerzo medio	3/4"	1.00	3.90	2.00	1.00				7.80			
0.45	Acero refuerzo derecha	5/8"	2.00	2.75	2.00	1.00				11.00			
	Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	8.20	2.00	1.00				32.80			
	Estribos-Viga	3/8"	44.00	1.48	2.00	1.00			130.24				
LONG. ESTRIBOS	V-4												
2.34	Acero longitudinal-Superior	3/4"	2.00	3.59	2.00	1.00				14.36			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda	3/4"	2.00	2.20	2.00	1.00				8.80			
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00							
0.40	Acero refuerzo derecha	5/8"	2.00	2.10	2.00	1.00				8.40			
	Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	3.59	2.00	1.00				14.36			
	Estribos-Viga	3/8"	16.00	1.28	2.00	1.00			40.96				
LONG. ESTRIBOS	V-5 T1												
1.90	Acero longitudinal-Superior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00				15.60			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda superior	1"	1.00	2.15	2.00	1.00				4.30			
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00							
0.40	Acero refuerzo izquierda inferior				2.00	1.00							
	Acero longitudinal-Inferior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00				15.60			
	Estribos-Viga	3/8"	20.00	1.28	2.00	1.00			51.20				
LONG. ESTRIBOS	V-5 T2												
2.78	Acero longitudinal-Superior	3/4"	2.00	3.38	2.00	1.00				13.52			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda				2.00	1.00							
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00							
0.40	Acero refuerzo derecha				2.00	1.00							
	Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	3.38	2.00	1.00				13.52			
	Estribos-Viga	3/8"	19.00	1.28	2.00	1.00			48.64				
LONG. ESTRIBOS	V-5 T3												
1.85	Acero longitudinal-Superior	3/4"	2.00	2.45	2.00	1.00				9.80			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda	5/8"	1.00	2.15	2.00	1.00				4.30			
0.25	Acero refuerzo derecha superior				2.00	1.00							
0.40	Acero refuerzo derecha inferior	3/4"	1.00	1.50	2.00	1.00				3.00			
	Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	2.45	2.00	1.00				9.80			
	Estribos-Viga	3/8"	13.00	1.28	2.00	1.00			33.28				
LONG. ESTRIBOS	V-6 T1												
1.90	Acero longitudinal-Superior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00				15.60			
DIMENSIONES	Acero refuerzo izquierda superior	1"	1.00	2.15	2.00	1.00				4.30			
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00							
0.40	Acero refuerzo izquierda inferior	3/4"	1.00	1.95	2.00	1.00				3.90			
	Acero longitudinal-Inferior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00				15.60			
	Estribos-Viga	3/8"	20.00	1.28	2.00	1.00			51.20				



OCTAVO PISO														
VIGAS														
LONG. ESTRIBOS V-1														
6.60	Acero longitudinal-Superior	5/8"	2.00	8.20	2.00	1.00								
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda	3/4"	2.00	2.75	2.00	1.00				11.00			
0.30	Acero refuerzo medio	3/4"	2.00	2.75	2.00	1.00								
0.45	Acero refuerzo derecha	3/4"	2.00	2.75	2.00	1.00					11.00			
		Acero longitudinal-Inferior	5/8"	2.00	8.20	2.00	1.00				32.80			
		Estribos-Viga	3/8"	44.00	1.48	2.00	1.00		130.24					
LONG. ESTRIBOS V-2														
6.60	Acero longitudinal-Superior	5/8"	4.00	8.20	2.00	1.00					65.60			
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda	3/4"	4.00	2.75	2.00	1.00				22.00			
0.30	Acero refuerzo medio	5/8"	2.00	3.90	2.00	1.00					15.60			
0.45	Acero refuerzo derecha	5/8"	2.00	2.75	2.00	1.00					11.00			
		Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	8.20	2.00	1.00				32.80			
		Estribos-Viga	3/8"	44.00	1.48	2.00	1.00		130.24					
LONG. ESTRIBOS V-3														
6.60	Acero longitudinal-Superior	5/8"	4.00	8.20	2.00	1.00					65.60			
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda	3/4"	2.00	2.75	2.00	1.00				11.00			
0.30	Acero refuerzo medio	3/4"	1.00	3.90	2.00	1.00					7.80			
0.45	Acero refuerzo derecha	3/4"	2.00	2.75	2.00	1.00					11.00			
		Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	8.20	2.00	1.00				32.80			
		Estribos-Viga	3/8"	44.00	1.48	2.00	1.00		130.24					
LONG. ESTRIBOS V-4														
2.34	Acero longitudinal-Superior	5/8"	2.00	3.49	2.00	1.00					13.96			
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda	5/8"	2.00	2.10	2.00	1.00				8.40			
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00								
0.40	Acero refuerzo derecha	3/4"	1.00	2.20	2.00	1.00					4.40			
		Acero longitudinal-Inferior	5/8"	2.00	3.49	2.00	1.00				13.96			
		Estribos-Viga	3/8"	16.00	1.28	2.00	1.00		40.96					
LONG. ESTRIBOS V-5 T1														
1.90	Acero longitudinal-Superior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00					15.60			
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda superior	3/4"	1.00	1.95	2.00	1.00				3.90			
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00								
0.40	Acero refuerzo izquierda inferior				2.00	1.00								
		Acero longitudinal-Inferior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00				15.60			
		Estribos-Viga	3/8"	20.00	1.28	2.00	1.00		51.20					
LONG. ESTRIBOS V-5 T2														
2.78	Acero longitudinal-Superior	3/4"	2.00	3.38	2.00	1.00					13.52			
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda			2.00	1.00								
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00								
0.40	Acero refuerzo derecha				2.00	1.00								
		Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	3.38	2.00	1.00				13.52			
		Estribos-Viga	3/8"	19.00	1.28	2.00	1.00		48.64					
LONG. ESTRIBOS V-5 T3														
1.85	Acero longitudinal-Superior	3/4"	2.00	2.45	2.00	1.00					9.80			
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda			2.00	1.00								
0.25	Acero refuerzo derecha superior				2.00	1.00								
0.40	Acero refuerzo derecha inferior	3/4"	1.00	1.50	2.00	1.00					3.00			
		Acero longitudinal-Inferior	3/4"	2.00	2.45	2.00	1.00				9.80			
		Estribos-Viga	3/8"	13.00	1.28	2.00	1.00		33.28					
LONG. ESTRIBOS V-6 T1														
1.90	Acero longitudinal-Superior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00					15.60			
DIMENSIONES		Acero refuerzo izquierda superior	3/4"	1.00	1.95	2.00	1.00				3.90			
0.25	Acero refuerzo medio				2.00	1.00								
0.40	Acero refuerzo izquierda inferior				2.00	1.00								
		Acero longitudinal-Inferior	1"	2.00	3.90	2.00	1.00				15.60			





ANEXO X : PRECIOS UNITARIOS

Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos

Subpresupuesto 001 Estructuras

 Partida 01.02 (010102011105-0102006-01) CERCO PERIMETRICO DE OBRA
 Costo unitario directo por: m 158.90

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	0.4000	20.62	8.25
0101010004	OFICIAL	hh	0.4000	16.91	6.76
0101010005	PEON	hh	0.4000	15.23	6.09
21.10					
Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal	0.0107	13.32	0.14
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	ka	0.0834	4.11	0.34
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kq	0.1147	4.11	0.47
0207030001	HORMIGON	m3	0.0358	45.08	1.61
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	0.0042	1.20	0.01
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	0.1261	21.54	2.72
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	8.5917	6.81	58.51
02310500010006	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 4 mm	und	0.8333	26.90	22.42
0238010001	LIJA PARA MADERA	plg	0.6000	2.28	1.37
0240010001	PINTURA LATEX	qal	0.1999	24.39	4.88
02401500020001	SELLADOR A BASE DE LATEX	qal	0.1200	15.69	1.88
94.35					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.06	1.06
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	0.4000	17.73	7.09
8.15					
Subcontratos					
0410010006	SC PORTON DE OBRA (4.00x2.50 m.)	und	0.0161	1,000.00	16.10
04130100010002	SC DE PINTURA LATEX EN MUROS INTERIORES (DOS MANOS)	m2	2.4000	8.00	19.20
35.30					

 Partida 01.03 (010301030103-0102006-01) MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS
 Costo unitario directo por: glb 840.00

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Subcontratos					
04240100010001	SC MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	vje	2.0000	420.00	840.00
840.00					

 Partida 01.04 (010701040202-0102006-01) CARTEL DE OBRA POR M2
 Costo unitario directo por: m2 63.71

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010005	PEON	hh	2.0000	15.23	30.46
30.46					
Materiales					
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kq	0.0040	4.11	0.02
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	ka	0.0040	4.11	0.02
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	3.2700	6.81	22.27
02310500010001	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 4 mm	ph	0.3500	26.90	9.42
31.73					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.52	1.52
1.52					


Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos
Subpresupuesto 001 Estructuras
Partida 01.05 (010102010403-0102006-01) VESTIDORES SS.HH. PARA OBREROS
Costo unitario directo por: m2 126.19

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1143	24.76	2.83
0101010005	PEON	hh	5.7143	15.23	87.03
89.86					
Materiales					
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kq	0.0500	4.11	0.21
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kq	0.0500	4.11	0.21
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	3.2300	6.81	22.00
02310500010006	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 4 mm	und	0.3500	26.90	9.42
31.84					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		4.49	4.49
4.49					

Partida 01.06 (010102010105-0102006-01) OFICINA, ALMACENES Y COMEDORES DE OBRA
Costo unitario directo por: m2 135.13

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1143	24.76	2.83
0101010005	PEON	hh	5.1429	15.23	78.33
81.16					
Materiales					
02041200010003	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2"	kq	0.0146	4.11	0.06
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	1.7000	6.81	11.58
02310500010007	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 12 mm	plh	0.0710	102.36	7.27
02340600010005	PLANCHA CORRUGADA SUPER TECHALIT 1.80M	m2	1.0000	31.00	31.00
49.91					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		4.06	4.06
4.06					

Partida 01.08 (010101030202-0102006-01) LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL
Costo unitario directo por: m2 3.63

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	0.0200	20.62	0.41
0101010005	PEON	hh	0.2000	15.23	3.05
3.46					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.17	0.17
0.17					

Partida 01.09 (010101020105-0102006-01) TRAZO Y REPLANTEO TOPOGRAFICO
Costo unitario directo por: m2 6.10

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010005	PEON	hh	0.0800	15.23	1.22
01010300000005	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	0.0400	32.60	1.30
2.52					
Materiales					
0207030001	HORMIGON	m3	0.0062	45.08	0.28
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	0.0006	1.20	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	0.0180	21.54	0.39
02130300010001	YESO BOLSA 28 kg	bol	0.0250	95.13	2.38
02130600010001	OCRE ROJO	kq	0.0100	11.78	0.12
0240020001	PINTURA ESMALTE	qal	0.0050	33.89	0.17
3.34					
Equipos					
0301000002	NIVEL TOPOGRAFICO	dia	0.0025	19.60	0.05
0301000009	ESTACION TOTAL	dia	0.0025	22.15	0.06
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.13	0.13
0.24					


Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos
Subpresupuesto 001 Estructuras
Partida 01.10 (010101020106-0102006-01) TRAZO Y REPLANTEO TOPOGRAFICO DURANTE LA EJECUCIÓN DE OBRA
 Costo unitario directo por: glb **1,139.11**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010005	PEON	hh	14.7200	15.23	224.19
01010300000005	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	7.3600	32.60	239.94
464.13					
Materiales					
0207030001	HORMIGON	m3	1.1408	45.08	51.43
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	0.1104	1.20	0.13
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	3.3120	21.54	71.34
02130300010001	YESO BOLSA 28 kg	bol	4.6000	95.13	437.60
02130600010001	OCRE ROJO	kg	1.8400	11.78	21.68
0240020001	PINTURA ESMALTE	gal	0.9200	33.89	31.18
613.36					
Equipos					
0301000002	NIVEL TOPOGRAFICO	día	0.9200	19.60	18.03
0301000009	ESTACION TOTAL	día	0.9200	22.15	20.38
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		23.21	23.21
61.62					

Partida 01.11 (010102011302-0102006-01) EQUIPOS DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL
 Costo unitario directo por: glb **7,610.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales					
02670100010006	CASCO PARA INGENIEROS Y TECNICOS	und	60.0000	10.00	600.00
0267010003	BARBIQUEJO	und	60.0000	2.50	150.00
0267050001	GUANTES DE CUERO	par	60.0000	6.00	360.00
02670600060007	PANTALON	und	60.0000	30.00	1,800.00
0267070005	BOTAS DE CAUCHO	par	60.0000	45.00	2,700.00
0267080002	ARNES CON TRES ANILLO	und	10.0000	200.00	2,000.00
7,610.00					

Partida 01.12 (010102011303-0102006-01) EQUIPOS DE PROTECCIÓN PARA VISITANTES
 Costo unitario directo por: glb **935.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales					
02670100010006	CASCO PARA INGENIEROS Y TECNICOS	und	10.0000	10.00	100.00
0267010003	BARBIQUEJO	und	10.0000	2.50	25.00
0267050001	GUANTES DE CUERO	par	10.0000	6.00	60.00
02670600060007	PANTALON	und	10.0000	30.00	300.00
0267070005	BOTAS DE CAUCHO	par	10.0000	45.00	450.00
935.00					

Partida 01.14 (010104010308-0102006-01) EXCAVACIONES MASIVAS C/RETROEXCAVADORA
 Costo unitario directo por: m3 **10.01**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0100	24.76	0.25
0101010003	OPERARIO	hh	0.1600	20.62	3.30
0101010005	PEON	hh	0.0800	15.23	1.22
4.77					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.24	0.24
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	0.0400	125.00	5.00
5.24					

Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos

Subpresupuesto 001 Estructuras

 Partida 01.15 (010303110103-0102006-01) ELIMINACION DE MAT- EN VOLQUETE DE 15M3 DM=5KM CAGUIO CON RETROEXCAVADORA
 Costo unitario directo por: m3 10.68

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0067	24.76	0.17
0101010005	PEON	hh	0.0533	15.23	0.81
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.0267	28.90	0.77
1.75					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.09	0.09
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	0.0267	125.00	3.34
03012200040001	CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm	0.0267	206.00	5.50
8.93					

 Partida 01.16 (010104010913-0102006-01) EXCAVACION MANUAL PARA PERFILADO DE LA CIMENTACIÓN
 Costo unitario directo por: m3 29.07

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0800	24.76	1.98
0101010004	OFICIAL	hh	0.8000	16.91	13.53
0101010005	PEON	hh	0.8000	15.23	12.18
27.69					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.38	1.38
1.38					

 Partida 01.17 (010104020212-0102006-01) RELLENO COMP. C/ COMPACTADORA 4HP MAT. PROPIO, C/AGUA AL 95%
 Costo unitario directo por: m3 35.42

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0444	24.76	1.10
0101010005	PEON	hh	0.8889	15.23	13.54
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.4444	28.90	12.84
27.48					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.37	1.37
0301100007	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 4.0 HP	hm	0.4444	14.78	6.57
7.94					

 Partida 01.18 (010104011102-0102006-01) EXCAVACION DE LA CIMENTACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
 Costo unitario directo por: m3 25.59

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010005	PEON	hh	1.6000	15.23	24.37
24.37					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.22	1.22
1.22					

 Partida 01.20 (010104010913-0102006-01) EXCAVACION MANUAL PARA PERFILADO DE LA CIMENTACIÓN
 Costo unitario directo por: m3 29.07

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0800	24.76	1.98
0101010004	OFICIAL	hh	0.8000	16.91	13.53
0101010005	PEON	hh	0.8000	15.23	12.18
27.69					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.38	1.38
1.38					

Presupuesto **0102006** Edificio multifamiliar de 8 pisosSubpresupuesto **001** Estructuras

Partida	01.22	(010714000000-0102006-01)	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	Costo unitario directo por:			kg	4.35
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.	
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0032	24.76		0.08	
0101010003	OPERARIO		hh	0.0320	20.62		0.66	
0101010004	OFICIAL		hh	0.0320	16.91		0.54	
							1.28	
Materiales								
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg	0.0300	4.01		0.12	
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		ka	1.0000	2.58		2.58	
0276020025	DISCO DE CORTE		und	0.0040	8.47		0.03	
							2.73	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.06		0.06	
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO		día	0.0040	20.00		0.08	
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.		día	0.0040	50.00		0.20	
							0.34	

Partida	01.23	(010106080127-0102006-01)	ENCOFRADO CARAVISTA	Costo unitario directo por:			m2	55.47
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.	
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0615	24.76		1.52	
0101010003	OPERARIO		hh	0.6154	20.62		12.69	
0101010004	OFICIAL		hh	0.6154	16.91		10.41	
							24.62	
Materiales								
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8		kq	0.1000	4.01		0.40	
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA		kq	0.3500	4.11		1.44	
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO		qal	0.0200	48.91		0.98	
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE		p2	3.3500	6.78		22.71	
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm		ph	0.0400	102.36		4.09	
							29.62	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		1.23		1.23	
							1.23	

Partida	01.24	(010105020005-0102006-01)	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2	Costo unitario directo por:			m3	326.49
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.	
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0267	24.76		0.66	
0101010004	OFICIAL		hh	0.5333	16.91		9.02	
0101010005	PEON		hh	0.5333	15.23		8.12	
							17.80	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.89		0.89	
							0.89	
Subcontratos								
0404020003	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KGF/CM2		m3	1.0800	285.00		307.80	
							307.80	

Partida	01.25	(010106050108-0102006-01)	DESENCOFRADO	Costo unitario directo por:			m2	7.28
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.	
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0200	24.76		0.50	
0101010004	OFICIAL		hh	0.2000	16.91		3.38	
0101010005	PEON		hh	0.2000	15.23		3.05	
							6.93	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.35		0.35	
							0.35	

Presupuesto **0102006** Edificio multifamiliar de 8 pisosSubpresupuesto **001** EstructurasPartida **01.26** (010106080127-0102006-01) ENCOFRADO CARAVISTACosto unitario directo por: m2 **55.47**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0615	24.76	1.52
0101010003	OPERARIO	hh	0.6154	20.62	12.69
0101010004	OFICIAL	hh	0.6154	16.91	10.41
24.62					
Materiales					
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg	0.1000	4.01	0.40
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	ka	0.3500	4.11	1.44
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO	qal	0.0200	48.91	0.98
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	3.3500	6.78	22.71
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	ph	0.0400	102.36	4.09
29.62					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.23	1.23
1.23					

Partida **01.27** (010714000000-0102006-01) ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2Costo unitario directo por: kg **4.35**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0032	24.76	0.08
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	20.62	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	16.91	0.54
1.28					
Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kq	0.0300	4.01	0.12
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kq	1.0000	2.58	2.58
0276020025	DISCO DE CORTE	und	0.0040	8.47	0.03
2.73					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.06	0.06
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	dia	0.0040	20.00	0.08
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.	dia	0.0040	50.00	0.20
0.34					

Partida **01.28** (010105020006-0102006-01) CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2 CON ACELERANTE A 3 DIASCosto unitario directo por: m3 **380.49**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0267	24.76	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.5333	16.91	9.02
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.23	8.12
17.80					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.89	0.89
0.89					
Subcontratos					
0404020004	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KGF/CM2 CON ACELERANTE A 3 DIAS	m3	1.0800	335.00	361.80
361.80					

Partida **01.29** (010106050108-0102006-01) DESENCOFRADOCosto unitario directo por: m2 **7.28**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0200	24.76	0.50
0101010004	OFICIAL	hh	0.2000	16.91	3.38
0101010005	PEON	hh	0.2000	15.23	3.05
6.93					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.35	0.35
0.35					



Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos

Subpresupuesto 001 Estructuras

Partida 01.30 (010306020702-0102006-01) SOLADO C.H. 1:23 E=2"

Costo unitario directo por: m2 21.37

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0067	24.76	0.17
0101010003	OPERARIO	hh	0.1333	20.62	2.75
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.23	8.12
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.0667	28.90	1.93
12.97					
Materiales					
0201030001	GASOLINA	qal	0.0300	13.32	0.40
0207030001	HORMIGON	m3	0.0650	45.08	2.93
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	0.0081	1.20	0.01
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	0.1500	21.54	3.23
6.57					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.65	0.65
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	0.0667	17.73	1.18
1.83					

Partida 01.31 (010714000000-0102006-01) ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2

Costo unitario directo por: kg 4.35

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0032	24.76	0.08
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	20.62	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	16.91	0.54
1.28					
Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kq	0.0300	4.01	0.12
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kq	1.0000	2.58	2.58
0276020025	DISCO DE CORTE	und	0.0040	8.47	0.03
2.73					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.06	0.06
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	día	0.0040	20.00	0.08
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.	día	0.0040	50.00	0.20
0.34					

Partida 01.32 (010106080127-0102006-01) ENCOFRADO CARAVISTA

Costo unitario directo por: m2 55.47

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0615	24.76	1.52
0101010003	OPERARIO	hh	0.6154	20.62	12.69
0101010004	OFICIAL	hh	0.6154	16.91	10.41
24.62					
Materiales					
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8	ka	0.1000	4.01	0.40
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kq	0.3500	4.11	1.44
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO	gal	0.0200	48.91	0.98
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	3.3500	6.78	22.71
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	ph	0.0400	102.36	4.09
29.62					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.23	1.23
1.23					


Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos
Subpresupuesto 001 Estructuras
Partida 01.33 (010105020005-0102006-01) CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2
 Costo unitario directo por: m3 **326.49**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0267	24.76	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.5333	16.91	9.02
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.23	8.12
17.80					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.89	0.89
0.89					
Subcontratos					
0404020003	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KGF/CM2	m3	1.0800	285.00	307.80
307.80					

Partida 01.34 (010106050108-0102006-01) DEENCOFRADO
 Costo unitario directo por: m2 **7.28**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0200	24.76	0.50
0101010004	OFICIAL	hh	0.2000	16.91	3.38
0101010005	PEON	hh	0.2000	15.23	3.05
6.93					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.35	0.35
0.35					

Partida 01.35 (010714000000-0102006-01) ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2
 Costo unitario directo por: kg **4.35**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0032	24.76	0.08
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	20.62	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	16.91	0.54
1.28					
Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kq	0.0300	4.01	0.12
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kq	1.0000	2.58	2.58
0276020025	DISCO DE CORTE	und	0.0040	8.47	0.03
2.73					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.06	0.06
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	día	0.0040	20.00	0.08
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.	día	0.0040	50.00	0.20
0.34					

Partida 01.36 (010106080127-0102006-01) ENCOFRADO CARAVISTA
 Costo unitario directo por: m2 **55.47**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0615	24.76	1.52
0101010003	OPERARIO	hh	0.6154	20.62	12.69
0101010004	OFICIAL	hh	0.6154	16.91	10.41
24.62					
Materiales					
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8	kq	0.1000	4.01	0.40
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kq	0.3500	4.11	1.44
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO	qal	0.0200	48.91	0.98
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	3.3500	6.78	22.71
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	ph	0.0400	102.36	4.09
29.62					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.23	1.23
1.23					


Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos
Subpresupuesto 001 Estructuras
Partida 01.37 (010105020005-0102006-01) CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2
 Costo unitario directo por: m3 **326.49**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0267	24.76	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.5333	16.91	9.02
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.23	8.12
17.80					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.89	0.89
0.89					
Subcontratos					
0404020003	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KGF/CM2	m3	1.0800	285.00	307.80
307.80					

Partida 01.38 (010106050108-0102006-01) DEENCOFRADO
 Costo unitario directo por: m2 **7.28**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0200	24.76	0.50
0101010004	OFICIAL	hh	0.2000	16.91	3.38
0101010005	PEON	hh	0.2000	15.23	3.05
6.93					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.35	0.35
0.35					

Partida 01.39 (010714000000-0102006-01) ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2
 Costo unitario directo por: kg **4.35**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0032	24.76	0.08
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	20.62	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	16.91	0.54
1.28					
Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kq	0.0300	4.01	0.12
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kq	1.0000	2.58	2.58
0276020025	DISCO DE CORTE	und	0.0040	8.47	0.03
2.73					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.06	0.06
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	día	0.0040	20.00	0.08
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.	día	0.0040	50.00	0.20
0.34					

Partida 01.40 (010106080127-0102006-01) ENCOFRADO CARAVISTA
 Costo unitario directo por: m2 **55.47**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0615	24.76	1.52
0101010003	OPERARIO	hh	0.6154	20.62	12.69
0101010004	OFICIAL	hh	0.6154	16.91	10.41
24.62					
Materiales					
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8	kq	0.1000	4.01	0.40
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kq	0.3500	4.11	1.44
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO	qal	0.0200	48.91	0.98
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	3.3500	6.78	22.71
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	ph	0.0400	102.36	4.09
29.62					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.23	1.23
1.23					


 Presupuesto **0102006** Edificio multifamiliar de 8 pisos

 Subpresupuesto **001** Estructuras

 Partida **01.41** (010105020005-0102006-01) **CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2**
 Costo unitario directo por: m3 **326.49**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0267	24.76	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.5333	16.91	9.02
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.23	8.12
17.80					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.89	0.89
0.89					
Subcontratos					
0404020003	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KG/CM2	m3	1.0800	285.00	307.80
307.80					

 Partida **01.42** (010106050108-0102006-01) **DEENCOFRADO**
 Costo unitario directo por: m2 **7.28**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0200	24.76	0.50
0101010004	OFICIAL	hh	0.2000	16.91	3.38
0101010005	PEON	hh	0.2000	15.23	3.05
6.93					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.35	0.35
0.35					

 Partida **01.43** (010714000000-0102006-01) **ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2**
 Costo unitario directo por: kg **4.35**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0032	24.76	0.08
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	20.62	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	16.91	0.54
1.28					
Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kq	0.0300	4.01	0.12
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kq	1.0000	2.58	2.58
0276020025	DISCO DE CORTE	und	0.0040	8.47	0.03
2.73					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.06	0.06
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	día	0.0040	20.00	0.08
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.	día	0.0040	50.00	0.20
0.34					

 Partida **01.44** (010106080127-0102006-01) **ENCOFRADO CARAVISTA**
 Costo unitario directo por: m2 **55.47**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0615	24.76	1.52
0101010003	OPERARIO	hh	0.6154	20.62	12.69
0101010004	OFICIAL	hh	0.6154	16.91	10.41
24.62					
Materiales					
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8	kq	0.1000	4.01	0.40
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kq	0.3500	4.11	1.44
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO	qal	0.0200	48.91	0.98
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	3.3500	6.78	22.71
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	ph	0.0400	102.36	4.09
29.62					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.23	1.23
1.23					


Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos
Subpresupuesto 001 Estructuras
Partida 01.45 (010105020005-0102006-01) CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2
Costo unitario directo por: m3 326.49

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0267	24.76	0.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.5333	16.91	9.02
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.23	8.12
17.80					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.89	0.89
0.89					
Subcontratos					
0404020003	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KGF/CM2	m3	1.0800	285.00	307.80
307.80					

Partida 01.46 (010106050108-0102006-01) DEENCOFRADO
Costo unitario directo por: m2 7.28

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0200	24.76	0.50
0101010004	OFICIAL	hh	0.2000	16.91	3.38
0101010005	PEON	hh	0.2000	15.23	3.05
6.93					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.35	0.35
0.35					

Partida 01.47 (010106080127-0102006-01) ENCOFRADO CARAVISTA
Costo unitario directo por: m2 55.47

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0615	24.76	1.52
0101010003	OPERARIO	hh	0.6154	20.62	12.69
0101010004	OFICIAL	hh	0.6154	16.91	10.41
24.62					
Materiales					
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8	kq	0.1000	4.01	0.40
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kq	0.3500	4.11	1.44
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO	qal	0.0200	48.91	0.98
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	3.3500	6.78	22.71
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	plh	0.0400	102.36	4.09
29.62					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.23	1.23
1.23					

Partida 01.48 (010309020701-0102006-01) LADRILLO DE TECHO DE ARCILLA DE 30 x 30 x 20 cm INCLUYE ACARREO Y COLOCACIÓN
Costo unitario directo por: und 5.52

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0027	24.76	0.07
0101010005	PEON	hh	0.1333	15.23	2.03
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.0267	28.90	0.77
2.87					
Materiales					
02160100040002	LADRILLO PARA TECHO 8H DE 15X30X30 cm	mll	0.0010	2,177.97	2.18
2.18					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.14	0.14
0301210003	WINCHE	hm	0.0267	12.50	0.33
0.47					



Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos

Subpresupuesto 001 Estructuras

Partida	01.49	(010714000000-0102006-01)	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	Costo unitario directo por:		kg	4.35
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0032	24.76	0.08	
0101010003	OPERARIO		hh	0.0320	20.62	0.66	
0101010004	OFICIAL		hh	0.0320	16.91	0.54	
							1.28
Materiales							
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg	0.0300	4.01	0.12	
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		ka	1.0000	2.58	2.58	
0276020025	DISCO DE CORTE		und	0.0040	8.47	0.03	
							2.73
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.06	0.06	
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO		día	0.0040	20.00	0.08	
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.		día	0.0040	50.00	0.20	
							0.34

Partida	01.50	(010105020006-0102006-01)	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2 CON ACELERANTE A 3 DIAS	Costo unitario directo por:		m3	380.49
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0267	24.76	0.66	
0101010004	OFICIAL		hh	0.5333	16.91	9.02	
0101010005	PEON		hh	0.5333	15.23	8.12	
							17.80
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.89	0.89	
							0.89
Subcontratos							
0404020004	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KGF/CM2 CON ACELERANTE A 3 DIAS		m3	1.0800	335.00	361.80	
							361.80

Partida	01.51	(010106050108-0102006-01)	DESENCOFRADO	Costo unitario directo por:		m2	7.28
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0200	24.76	0.50	
0101010004	OFICIAL		hh	0.2000	16.91	3.38	
0101010005	PEON		hh	0.2000	15.23	3.05	
							6.93
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.35	0.35	
							0.35

Partida	01.52	(010106080127-0102006-01)	ENCOFRADO CARAVISTA	Costo unitario directo por:		m2	55.47
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0615	24.76	1.52	
0101010003	OPERARIO		hh	0.6154	20.62	12.69	
0101010004	OFICIAL		hh	0.6154	16.91	10.41	
							24.62
Materiales							
02040100010003	ALAMBRE NEGRO N° 8		kq	0.1000	4.01	0.40	
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA		kq	0.3500	4.11	1.44	
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO		qal	0.0200	48.91	0.98	
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE		p2	3.3500	6.78	22.71	
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm		ph	0.0400	102.36	4.09	
							29.62
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		1.23	1.23	
							1.23



Presupuesto 0102006 Edificio multifamiliar de 8 pisos

Subpresupuesto 001 Estructuras

Partida	01.53	(010714000000-0102006-01)	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	Costo unitario directo por:			kg	4.35
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0032	24.76	0.08		
0101010003	OPERARIO		hh	0.0320	20.62	0.66		
0101010004	OFICIAL		hh	0.0320	16.91	0.54		
1.28								
Materiales								
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg	0.0300	4.01	0.12		
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		ka	1.0000	2.58	2.58		
0276020025	DISCO DE CORTE		und	0.0040	8.47	0.03		
2.73								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.06	0.06		
03013300020001	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO		día	0.0040	20.00	0.08		
0301440003	DOBLADORA ELECTRICA DE Fo.		día	0.0040	50.00	0.20		
0.34								
Partida	01.54	(010105020006-0102006-01)	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2 CON ACELERANTE A 3 DIAS	Costo unitario directo por:			m3	380.49
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0267	24.76	0.66		
0101010004	OFICIAL		hh	0.5333	16.91	9.02		
0101010005	PEON		hh	0.5333	15.23	8.12		
17.80								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.89	0.89		
0.89								
Subcontratos								
0404020004	SC CONCRETO PREMEZCLADO 280 KGF/CM2 CON ACELERANTE A 3 DIAS		m3	1.0800	335.00	361.80		
361.80								
Partida	01.55	(010106050108-0102006-01)	DESENCOFRADO	Costo unitario directo por:			m2	7.28
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0200	24.76	0.50		
0101010004	OFICIAL		hh	0.2000	16.91	3.38		
0101010005	PEON		hh	0.2000	15.23	3.05		
6.93								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.35	0.35		
0.35								
Partida	01.56	(010106120105-0102006-01)	LADRILLO DE SOGA KING KONG 18 HUECOS	Costo unitario directo por:			m2	63.35
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0800	24.76	1.98		
0101010003	OPERARIO		hh	0.8000	20.62	16.50		
0101010005	PEON		hh	0.4000	15.23	6.09		
24.57								
Materiales								
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kq	0.0220	4.11	0.09		
02070200010002	ARENA GRUESA		m3	0.0121	45.08	0.55		
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3	0.0023	1.20	0.28		
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol	0.0850	21.54	1.83		
02160100010001	LADRILLO KK 18 HUECOS 9X13X24 cm		mll	0.0380	851.14	32.34		
0231010001	MADERA TORNILLO		p2	0.4030	6.81	2.74		
37.55								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		1.23	1.23		
1.23								



Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S./)	Parcial (S./)
01	EDIFICIO MULTIFAMILIAR 8 PISOS				951,020.77
01.01	OBRAS PROVISIONALES				
01.02	CERCO PERIMETRICO DE OBRA	m	62.00	158.90	9,851.80
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	840.00	840.00
01.04	CARTEL DE OBRA POR M2	m2	2.00	63.71	127.42
01.05	VESTIDORES SS.HH. PARA OBREROS	m2	5.06	126.19	638.52
01.06	OFICINA, ALMACENES Y COMEDORES DE OBRA	m2	37.93	135.13	5,125.48
01.07	OBRAS PRELIMINARES				
01.08	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	184.00	3.63	667.92
01.09	TRAZO Y REPLANTEO TOPOGRAFICO	m2	184.00	6.10	1,122.40
01.10	TRAZO Y REPLANTEO TOPOGRAFICO DURANTE LA EJECUCIÓN DE OBRA	glb	7.00	1,139.11	7,973.77
01.11	EQUIPOS DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL	glb	1.00	7,610.00	7,610.00
01.12	EQUIPOS DE PROTECCIÓN PARA VISITANTES	glb	1.00	935.00	935.00
01.13	ESTRUCTURAS				
01.13.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01.14	EXCAVACIONES MASIVAS C/RETROEXCAVADORA	m3	424.32	10.01	4,247.44
01.15	ELIMINACION DE MAT- EN VOLQUETE DE 15M3 DM=5KM CAGUIO CON RETROEXCAVADORA	m3	140.03	10.68	1,495.52
01.16	EXCAVACION MANUAL PARA PERFILADO DE LA CIMENTACIÓN	m3	42.43	29.07	1,233.44
01.17	RELLENO COMP. C/ COMPACTADORA 4HP MAT. PROPIO, C/AGUA AL 95%	m3	326.72	35.42	11,572.42
01.18	EXCAVACION DE LA CIMENTACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	m3	5.19	25.59	132.81
01.18.01	CISTERNA O SOTANO				
01.18.01.01	CIMENTACIÓN Y MUROS DE CONTENCIÓN				
01.20	EXCAVACION MANUAL PARA PERFILADO DE LA CIMENTACIÓN	m3	4.99	29.07	145.06
01.22	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	1,061.96	4.35	4,619.53
01.23	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	81.60	55.47	4,526.35
01.24	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2	m3	8.16	326.49	2,664.16
01.25	DESENCOFRADO	m2	81.60	7.28	594.05
01.25.01	TECHO DE CISTERNA O SOTANO				
01.26	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	25.59	55.47	1,419.48
01.27	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	426.73	4.35	1,856.28
01.28	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2 CON ACELERANTE A 3 DIAS	m3	5.12	380.49	1,948.11
01.29	DESENCOFRADO	m2	25.59	7.28	186.30
01.29.01	EDIFICIO				
01.29.01.01	CIMENTACIÓN				
01.30	SOLADO C.H. 1'23 E=2"	m2	166.40	21.37	3,555.97
01.31	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	7,823.39	4.35	34,031.75
01.32	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	213.44	55.47	11,839.52
01.33	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2	m3	90.17	326.49	29,439.60
01.34	DESENCOFRADO	m2	213.44	7.28	1,553.84
01.34.01	PLACAS				
01.35	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	40,121.90	4.35	174,530.27
01.36	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	1,127.03	55.47	62,516.35
01.37	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2	m3	120.19	326.49	39,240.83
01.38	DESENCOFRADO	m2	1,127.03	7.28	8,204.78
01.38.01	COLUMNAS				
01.39	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	8,096.06	4.35	35,217.86
01.40	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	367.20	55.47	20,368.58
01.41	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2	m3	38.56	326.49	12,589.45
01.42	DESENCOFRADO	m2	367.20	7.28	2,673.22
01.42.01	ESCALERAS				
01.43	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	2,268.36	4.35	9,867.37
01.44	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	49.31	55.47	2,735.23
01.45	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2	m3	24.61	326.49	8,034.92
01.46	DESENCOFRADO	m2	49.31	7.28	358.98
01.46.01	LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONAL H=20CM				
01.47	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	999.36	55.47	55,434.50
01.48	LADRILLO DE TECHO DE ARCILLA DE 30 x 30 x 20 cm INCLUYE ACARREO Y COLOCACIÓN	und	8,334.00	5.52	46,003.68
01.49	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	6,008.25	4.35	26,135.89
01.50	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2 CON ACELERANTE A 3 DIAS	m3	87.44	380.49	33,270.05
01.51	DESENCOFRADO	m2	999.36	7.28	7,275.34
01.51.01	VIGAS				
01.52	ENCOFRADO CARAVISTA	m2	537.32	55.47	29,805.14
01.53	ACERO DE CORRUGADO fy=4,200 kg/cm2	kg	18,160.34	4.35	78,997.48
01.54	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 kg/cm2 CON ACELERANTE A 3 DIAS	m3	87.93	380.49	33,456.49
01.55	DESENCOFRADO	m2	537.32	7.28	3,911.69
01.55.01	ALBAÑILERIA				
01.56	LADRILLO DE SOGA KING KING 18 HUECOS	m2	1,711.74	63.35	108,438.73



ANEXO XII: CRONOGRAMA DE OBRA

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	S-2	S2	S5	S8	S11	S14	S17	S20	S23	S26	S29
1		Edificio Multifamiliar en Urb. El ensueño	204 días											
2		Construcción	204 días											
3		OBRAS PROVISIONALES	9 días											
4		Cerco perimetrico de obra	2 días											
5		Movilización y demoslización de equipo	2 días											
6		Cartel de obra	1 día											
7		Vestidores SS.HH. Para obreros	1 día											
8		Oficina, almacenes y comedores de obra	5 días											
9		OBRAS PRELIMINARES	8 días											
10		Limpieza y demolición	1 día											
11		Trazo de niveles y replanteo	1 día											
12		Trazo de niveles y replanteo durante la ejecución de	8 días											
13		Equipos de protección individual	1 día											
14		Equipos de protección para visitantes	1 día											
15		ESTRUCTURAS	193 días											
16		Movimiento de tierras	46 días											
17		Excavaciones masivas c/retroexcavadora	2 días											
18		Eliminación de mat. En volquete de 15 m3 DM =	1 día											
19		Excavación manual para perfilado de la	2 días											
20		Relleno comp. c/compactadora 4hp. Mat. Propio,	5 días											
21		Excavación de la cimentación de elementos no	1 día											
22		Cisterna o Sotano	11 días											

Proyecto: Cronograma de Obra
Fecha: lun 22/10/18

Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
División		Tarea manual		Hito externo	
Hito		solo duración		Fecha límite	
Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	Cronograma												
				S-2	S2	S5	S8	S11	S14	S17	S20	S23	S26	S29		
23		Cimentación y muros de contención	5 días													
24		Excavaciones masivas c/retroexcavadora	1 día													
25		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	1 día													
26		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día													
27		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día													
28		Desencofrado	1 día													
29		Techo de cisterna o sotano	6 días													
30		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días													
31		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días													
32		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día													
33		Desencofrado	1 día													
34		Primer Piso	48 días													
35		Cimentación	28 días													
36		Solado C.H. 1:12 e=2"	1 día													
37		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	3 días													
38		Habilitacion y colocacion de encofrado	16 días													
39		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	3 días													
40		Desencofrado	5 días													
41		Placas	8 días													
42		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	4 días													
43		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días													
44		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día													

Proyecto: Cronograma de Obra
Fecha: lun 22/10/18

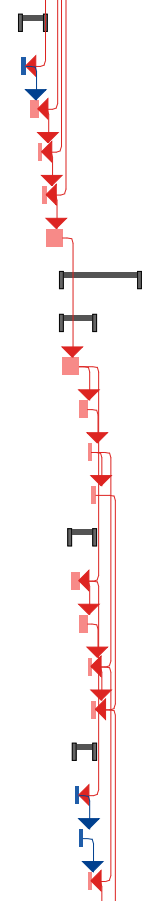
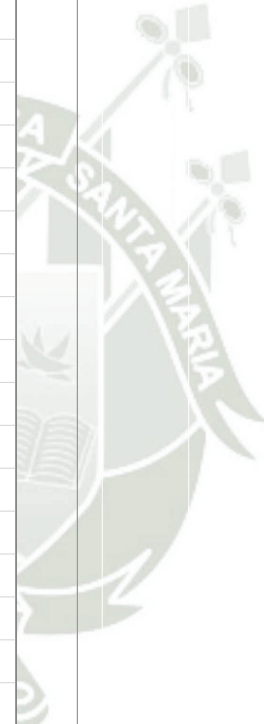
Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
División		Tarea manual		Hito externo	
Hito		solo duración		Fecha límite	
Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	Cronograma												
				S-2	S2	S5	S8	S11	S14	S17	S20	S23	S26	S29		
45		Desencofrado	1 día													
46		Columnas	6 días													
47		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días													
48		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días													
49		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día													
50		Desencofrado	1 día													
51		Escaleras	5 días													
52		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	1 día													
53		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día													
54		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día													
55		Desencofrado	1 día													
56		Losa aligerada unidireccional h=20cm	7 días													
57		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días													
58		Acarreo y colocación de ladrillo hueco de	1 día													
59		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días													
60		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día													
61		Desencofrado	1 día													
62		Vigas	6 días													
63		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día													
64		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días													
65		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día													
66		Desencofrado	1 día													

Proyecto: Cronograma de Obra
Fecha: lun 22/10/18

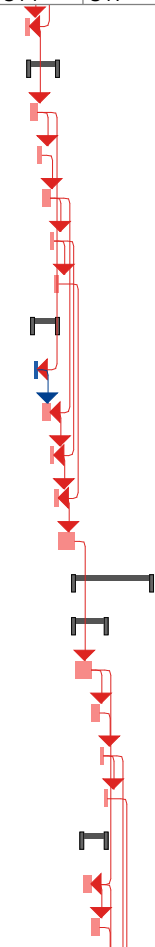
Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
División		Tarea manual		Hito externo	
Hito		solo duración		Fecha límite	
Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	S-2 S2 S5 S8 S11 S14 S17 S20 S23 S26 S29													
				89		Desencofrado	1 día										
90		Vigas	6 días														
91		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día														
92		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días														
93		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día														
94		Desencofrado	1 día														
95		Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	4 días														
96		Tercer Piso	19 días														
97		Placas	8 días														
98		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	4 días														
99		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días														
100		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día														
101		Desencofrado	1 día														
102		Columnas	6 días														
103		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días														
104		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días														
105		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día														
106		Desencofrado	1 día														
107		Escaleras	5 días														
108		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	1 día														
109		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día														
110		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día														



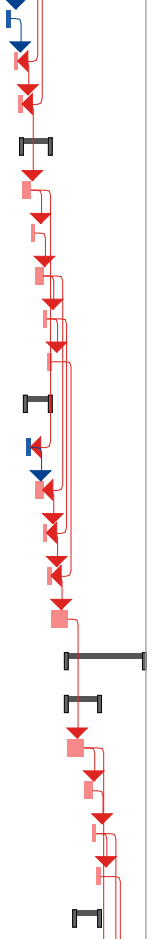
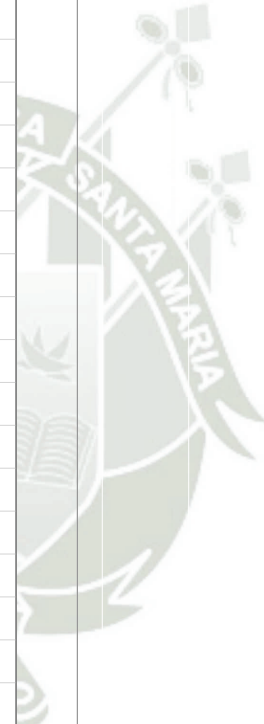
Proyecto: Cronograma de Obra Fecha: lun 22/10/18	Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
	División		Tarea manual		Hito externo	
	Hito		solo duración		Fecha límite	
	Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
	Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
	Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
	Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	Cronograma													
				S-2	S2	S5	S8	S11	S14	S17	S20	S23	S26	S29			
111		Desencofrado	1 día														
112		Losa aligerada unidireccional h=20cm	7 días														
113		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días														
114		Acarreo y colocación de ladrillo hueco de	1 día														
115		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días														
116		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día														
117		Desencofrado	1 día														
118		Vigas	6 días														
119		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día														
120		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días														
121		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día														
122		Desencofrado	1 día														
123		Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	4 días														
124		Cuarto Piso	19 días														
125		Placas	8 días														
126		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	4 días														
127		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días														
128		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día														
129		Desencofrado	1 día														
130		Columnas	6 días														
131		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días														
132		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días														



Proyecto: Cronograma de Obra Fecha: lun 22/10/18	Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
	División		Tarea manual		Hito externo	
	Hito		solo duración		Fecha límite	
	Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
	Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
	Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
	Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	S-2 S2 S5 S8 S11 S14 S17 S20 S23 S26 S29											
				221		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día								
222		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día												
223		Desencofrado	1 día												
224		Losa aligerada unidireccional h=20cm	7 días												
225		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días												
226		Acarreo y colocación de ladrillo hueco de	1 día												
227		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días												
228		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día												
229		Desencofrado	1 día												
230		Vigas	6 días												
231		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día												
232		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días												
233		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día												
234		Desencofrado	1 día												
235		Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	4 días												
236		Octavo Piso	19 días												
237		Placas	8 días												
238		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	4 días												
239		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días												
240		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día												
241		Desencofrado	1 día												
242		Columnas	6 días												



Proyecto: Cronograma de Obra
 Fecha: lun 22/10/18

Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
División		Tarea manual		Hito externo	
Hito		solo duración		Fecha límite	
Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	S-2 S2 S5 S8 S11 S14 S17 S20 S23 S26 S29											
				243		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días								
244		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días												
245		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día												
246		Desencofrado	1 día												
247		Escaleras	5 días												
248		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	1 día												
249		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día												
250		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2	1 día												
251		Desencofrado	1 día												
252		Losa aligerada unidireccional h=20cm	7 días												
253		Habilitacion y colocacion de encofrado	2 días												
254		Acarreo y colocación de ladrillo hueco de	1 día												
255		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días												
256		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día												
257		Desencofrado	1 día												
258		Vigas	6 días												
259		Habilitacion y colocacion de encofrado	1 día												
260		Habilitacion y colocacion de acero corrugado	2 días												
261		Concreto premezclado F'c= 280 kg/cm2 con	1 día												
262		Desencofrado	1 día												
263		Ladrillo de sogá king kong 18 huecos	4 días												
264		FIN DE OBRA	0 días												

Proyecto: Cronograma de Obra
Fecha: lun 22/10/18

Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
División		Tarea manual		Hito externo	
Hito		solo duración		Fecha límite	
Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	