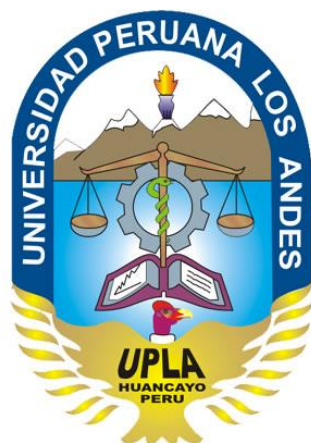


“AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO”

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO
DE UN SOTANO Y ONCE PISOS, UBICADO EN LA CIUDAD DE
HUANCAYO Y DESTINADO A COMERCIO, OFICINAS Y VIVIENDA”**

PRESENTADO POR:

BACH. JORGE ARMANDO, ROJAS CHIRINOS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

HUANCAYO-PERU

2017

DR. CASIO AURELIO TORRES LOPEZ
PRESIDENTE

JURADO

JURADO

JURADO

MG. MIGUEL ANGEL CARLOS CANALES
SECRETARIO DOCENTE

A MIS PADRES, ARMANDO Y MARIA;

*POR SER MIS GUIAS EN TODO MOMENTO, CONSEJOS, APOYO
INCONDICIONAL Y ALIENTO A LO LARGO DE TODA MI VIDA.*

A YOYO, MI HIJO,

POR SU COMPLICIDAD Y AMOR INMENSURABLEMENTE SINCERO.

RESUMEN

En el desarrollo del presente informe técnico se tiene como problema general, ¿Cómo diseñar una estructura de concreto armado para una edificación de 1 sótano y 11 pisos, en la ciudad de Huancayo?, teniendo como objetivo general: Desarrollar el diseño de concreto armado, estable, dúctil y acorde a las normativas actuales del reglamento nacional de edificaciones.

El tipo de investigación es aplicada, ya que se necesita conseguir una estructura que actúe bajo comportamientos sísmo resistentes, con el uso de parámetros específicos normados por el reglamento nacional de edificaciones. El nivel de investigación es descriptivo-explicativo, ya que los cálculos realizados para cada elemento de la estructura se idealizaron para un tiempo y área geográfica determinada, para finalmente estimar y parametrizar los resultados propuestos para cada elemento. El diseño de la investigación es no experimental, la población para el desarrollo de este informe técnico, son las edificaciones mayores a 10 pisos con sótano del cercado de la ciudad de Huancayo, los que sirvieron como muestra para el diseño estructural de la edificación que se ubicara en la Av. Giráldez N° 242 del distrito de Huancayo.

Finalmente en este informe técnico, se concluye que la estructura de concreto armado diseñada es estable y se comportara de forma dúctil, evitando en todo momento su falla repentina o frágil, ajustándose así al reglamento nacional de edificaciones.

INDICE

RESUMEN	4
INDICE	5
INDICE DE FIGURAS	11
INTRODUCCIÓN	14
CAPITULO I: GENERALIDADES	17
1.1. PROBLEMA	17
1.1.1. Problema General	17
1.1.2. Problemas Específicos	17
1.2. OBJETIVOS	18
1.2.1. Objetivo General	18
1.2.2. Objetivos Específicos	18
1.3. JUSTIFICACION	19
1.3.1. Justificación Práctica	19
1.3.2. Justificación Metodológica	19
1.4. DELIMITACION	20
1.4.1. Delimitación Espacial	20
1.4.2. Delimitación Temporal	20
1.5. METODOLOGIA	21
1.5.1. Tipo de Investigación	21

1.5.2.	Nivel de Investigación.....	21
1.5.3.	Diseño de Investigación	21
CAPITULO II: MARCO TEORICO		22
2.1.	NORMAS EMPLEADAS	22
2.2.	CARGAS DE DISEÑO	22
2.3.	CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES.....	23
2.4.	METODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL	24
2.4.1.	Diseño Por Flexión	25
2.4.2.	Diseño Por Flexo-Compresión	28
2.4.3.	Diseño Por Corte	29
CAPITULO III: ESTRUCTURACION		31
3.1.	CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO.....	31
3.2.	ARQUITECTURA DEL EDIFICIO	32
3.3.	PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL	33
3.4.	ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	36
CAPITULO IV: PREDIMENSIONAMIENTO.....		39
4.1.	LOSAS ALIGERADAS	39
4.2.	VIGAS	40
4.3.	COLUMNAS.....	41
4.4.	MUROS PLACA.....	42
4.5.	MUROS DE SÓTANO.....	43

CAPITULO V: METRADO DE CARGAS DE ELEMENTOS PRINCIPALES .	44
5.1. CARGAS Y PESOS UNITARIOS EMPLEADOS	44
5.2. METRADO DE LOSAS ALIGERADAS	45
5.3. METRADO DE VIGAS	48
5.4. METRADO DE COLUMNAS.....	50
CAPITULO VI: ANÁLISIS SISMICO	52
6.1. MODELO DEL EDIFICIO	53
6.2. PARAMETROS Y CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA	54
6.3. ANÁLISIS ESTÁTICO.....	55
6.4. ANÁLISIS DINÁMICO.....	56
6.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO.....	59
CAPITULO VII: DISEÑO DE PRINCIPALES ELEMENTOS	66
7.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA DEL TECHO DEL SOTANO.....	66
7.1.1. Diseño Por Flexión Viguetas	68
7.1.2. Verificación Por Corte.....	68
7.1.3. Resultado Del Diseño Del Aligerado En El SAFE 2016.....	69
7.1.4. Verificación De Acero Para Viguetas.....	72
7.1.5. Verificación De Deflexiones.....	73
7.2. DISEÑO DE VIGA PERALTADA (0.30X050) DEL EJE D-D	74
7.2.1. Diseño Por Flexión	75
7.2.2. Limitaciones De Diseño - Sin Acero En Compresión.....	75

7.2.3.	Calculo Del Área De Acero.....	75
7.2.4.	Diseño Por Corte.....	76
7.2.5.	Constantes De Diseño.....	77
7.2.6.	Resultado Del Diseño En El Sap 2000.....	78
7.3.	DISEÑO DE LA COLUMNA "T" C2.....	80
7.3.1.	Área De La Columna.....	80
7.3.2.	Refuerzo Máximo (Código Aci).....	80
7.3.3.	Refuerzo Mínimo (Código Aci).....	80
7.3.4.	Calculo De La Excentricidad (e).....	80
7.3.5.	Calculo de "g", para el uso de N° corte correspondiente.....	80
7.3.6.	Calculo de coeficientes K, e/T, m.....	81
7.3.7.	Calculo de cuantía de diseño.....	81
7.3.8.	Diseño Por Corte.....	82
7.3.9.	Resultado Del Diseño De C2 Con Sap 2000.....	83
7.4.	DISEÑO DE LA PLACA PL-1.....	87
7.4.1.	Diseño Placa Longitudinal.....	87
7.4.2.	Diseño por compresión.....	88
7.4.3.	Diseño Por Flexión.....	88
7.4.4.	Diseño Por Corte.....	89
7.4.5.	Cortante actuante (vu).....	89
7.4.6.	Refuerzo horizontal.....	89

7.4.7.	Refuerzo vertical.....	89
7.5.	DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	92
7.5.1.	Consideraciones Previas Al Diseño.....	92
7.5.2.	Datos para el diseño de la losa de cimentación:	94
7.5.3.	Calculo Del Área De La Losa	95
7.5.4.	Calculo De La Presión Neta teórica.....	95
7.5.5.	Calculo De Las Presiones Por Debajo De Los Puntos Perimetrales 96	
7.5.6.	Calculo Del Peralte De La Losa, Verificando El Corte Por Punzonamiento.....	97
7.5.7.	Calculo Del Factor De Modificación De Carga "F" Para Cada Franja 98	
7.5.8.	Verificación del Diseño De La Losa.....	99
7.5.9.	Refuerzo inferior y superior.	100
7.5.10.	Resultados Del Diseño Con En Safe 2016.....	101
7.5.11.	Esfuerzos De Presión En Suelo (Método De Elementos Finitos) 102	
7.5.12.	Relación De Corte ó Punzonamiento	103
7.5.13.	Acero requerido en losa de cimentación.	104
	CONCLUSIONES	106
	RECOMENDACIONES	107
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	108

ANEXOS	109
A. Estudio de mecánica de suelos EMS.	109
B. Planos de ARQUITECTURA.	109
C. Planos de ESTRUCTURAS.....	109

INDICE DE FIGURAS

Figura 1:	Bloque equivalente de compresiones.....	25
Figura 2:	Diagrama de interacción nominal y de diseño.....	29
Figura 3:	elevación del edificio	32
Figura 4:	predimensión del aligerado para todos los pisos.....	40
Figura 5:	predimensión de las vigas	40
Figura 6:	predimensión de columnas.....	42
Figura 7:	Aligerado típico.....	46
Figura 8:	Metrado de cargas para pisos destinados a comercio	46
Figura 9:	Metrado de cargas para pisos destinados a oficinas y viviendas .	47
Figura 10:	Metrado de cargas para piso destinado a la azotea.....	47
Figura 11:	Metrado de cargas para el techo de azotea	48
Figura 12:	Tramo de viga eje D-D	48
Figura 13:	Área tributaria 27.86 m ²	49
Figura 14:	Columna del eje D-1	50
Figura 15:	Área tributaria 14.085m ²	50
Figura 16:	Carga puntual obtenida por el SAP. para la columna del eje D-1 51	
Figura 17:	Modelo sísmico del edificio	53
Figura 18:	Resumen de parámetros para el análisis.....	55
Figura 19:	Espectro de pseudo aceleraciones para el eje XX.....	57
Figura 20:	Espectro de pseudo aceleraciones para el eje YY.....	57
Figura 21:	Espectro de pseudo aceleraciones para el eje XX (SAP 2000)	58
Figura 22:	Espectro de pseudo aceleraciones para el eje YY (SAP 2000)	58

Figura 23:	Tabla de participación de masa modal.....	59
Figura 24:	desplazamientos laterales por piso eje XX. ($R_x=6$).....	60
Figura 25:	desplazamientos laterales por piso eje YY. ($R_y=6$).....	61
Figura 26:	desplazamiento máximo del edificio generado por la envolvente 61	
Figura 27:	Losa aligerada de 25cm de espesor	66
Figura 28:	Vigueta de aligerado de sección "T".....	67
Figura 29:	Modelo de losa aligera del techo del sótano (ton.m).....	69
Figura 30:	Corte de vigueta más larga entre los eje C y D.....	69
Figura 31:	Diagrama de momento flector vigueta (Kgf.cm)	70
Figura 32:	Diagrama de fuerza cortante vigueta (Kgf).....	70
Figura 33:	Diagrama torsional vigueta (Kgf.cm)	70
Figura 34:	Refuerzo longitudinal para la vigueta (cm ²)	71
Figura 35:	Armado de viguetas en losa típica de H=25cm.....	72
Figura 36:	Diagrama de momentos pórtico del eje D (Ton.m).....	78
Figura 37:	Acero requerido para VP del eje D-D.....	78
Figura 38:	Distribución de acero en VP, del eje D-D.....	79
Figura 39:	Disposición del acero en la columna C2	82
Figura 40:	Columna C2, diagrama de comportamiento del concreto confinado	83
Figura 41:	Fuerzas cortantes generados por la envolvente en el pórtico DD 84	
Figura 42:	Momentos flectores generados por la envolvente en el pórtico DD	84
Figura 43:	Reporte generado por el SAP 2000 en (ton. y m.).	85

Figura 44:	Diagrama de interacción de la columna C2.....	85
Figura 45:	Acero propuesto para la C2.	86
Figura 46:	Sección de columna C2	86
Figura 47:	Ubicación de placa PL1.....	87
Figura 48:	Acero para placa PL1.....	90
Figura 49:	Sección de la placa PL1	91
Figura 50:	Peso sísmico de la estructura.	92
Figura 51:	Losa de 80 cm de espesor con concreto $f'c=280$ kg/cm ²	101
Figura 52:	Configuración del suelo en el SAFE 2016.....	101
Figura 53:	Distribución en Planta de la losa de cimentacion	102
Figura 54:	Modelo Matematico de la losa de cimentacion.....	102
Figura 55:	Presión de suelo: caso de carga por servicio (D+L).....	103
Figura 56:	Punzonamiento de losa de cimentación.....	104
Figura 57:	Área de acero superior en ambos sentidos. Según leyenda (0.0897 cm ² /cm)	105
Figura 58:	Áreas de acero inferior en ambos sentidos. Según leyenda (0.0648 cm ² /cm)	105

INTRODUCCIÓN

El proyecto comprende el análisis y diseño de un edificio de concreto armado compuesto de 1 sótano, 11 pisos y Azotea, destinados a: el sótano a almacén o depósito, del 1° al 4° piso, como comercio; del 5° al 7° piso, como oficinas o área de trabajo y del 8° al 11° piso, como viviendas. La edificación se ubicara en la Avenida Giráldez N° 242, distrito de Huancayo, sobre un terreno plano de 125.20 m², de área total.

En el CAPITULO I: Se ha descrito el problema, los objetivos, la justificación, la delimitación y la metodología utilizada para la investigación de este informe técnico.

En el CAPITULO II: Se desarrolla el marco teórico, la normativa utilizada para la elaboración del presente informe técnico, como la normativa de cargas, diseño sismo resistente, suelos y concreto armado, se mencionan también las cargas de diseño y sus combinaciones según norma. Se hace hincapié en las características de los materiales, como las características físicas y mecánicas del concreto y del acero de refuerzo, finalmente se describe el método de diseño estructural para cada uno de los elementos de la estructura.

En el CAPITULO III: Se analiza la estructuración de la edificación, donde se describen las características generales del proyecto, áreas, usos para cada nivel, también se describe la arquitectura del edificio para cada nivel, el planteamiento estructural se ha propuesto como lo recomienda la E-030, para finalmente describir y mencionar la estructuración final de todo el edificio, mencionando cada elemento estructural a utilizar.

En el CAPITULO IV: Se trata del predimensionamiento de cada uno de los elementos de la estructura, como las losas aligeradas, las vigas, las columnas, los muros placa y los muros del sótano.

En el CAPITULO V: Se ha ejemplificado el metrado de cargas de los elementos principales, de acuerdo a sus cargas y pesos unitarios según su empleo, ya sea de concreto armado, albañilería hueca, aligerado, acabados y tabiquería, todos ellos en relación a sus cargas vivas, según el uso de cada piso, para este informe se tienen los usos de comercio, viviendas y oficinas. Los elementos que fueron calculados para el metrado de cargas fueron: losas aligeradas, vigas y columnas.

En el CAPITULO VI: En este capítulo se desarrolla el análisis sísmico bajo la normativa E-030, se ingresaron los parámetros de dicha norma a software de apoyo SAP 2000, para luego modelar el edificio, conjuntamente con los parámetros de la norma E-030, se realizó el análisis estático y el análisis dinámico, y finalmente se obtuvieron los resultados de modos y periodos, se verificaron los desplazamientos laterales, se calculó la junta de separación sísmica, se verifico la irregularidad de rigidez de piso blando, se verifico también la irregularidad de masa o peso, se verifico la irregularidad de la geometría vertical, la discontinuidad en los sistemas resistentes, la irregularidad torsional, se verificaron las fallas por esquinas entrantes, y finalmente se verificó la discontinuidad en los diafragmas.

En el CAPITULO VII: Se realizó el diseño de los principales elementos de la estructura, se ejemplifico el diseño de la losa aligerada del techo del sótano, se tuvo especial cuidado con el diseño por flexión de las viguetas, se hizo la verificación por corte, y se verifico con el modelamiento en el software de

apoyo SAFE 2016, donde se obtuvieron los diagramas de momento, los diagramas de corte, diagramas de torsión finalmente se verifico la propuesta de acero de refuerzo para las viguetas. Se diseñó la viga peraltada (0.30 x 0.50) del eje D-D, donde se verifico la flexión, las limitaciones del diseño sin acero en compresión, se calculó el área del acero, se verifico el diseño por corte, finalmente se modelo y comparo resultados con el software de apoyo SAP 2000. Se diseñó la columna "T" - C2, donde se verificaron las áreas de refuerzo, se calculó la excentricidad, se verifico la cuantía de diseño, se verifico el diseño por corte, finalmente se modelo el elemento con el SAP 2000. Para el diseño de la placa PL-1, se tuvo especial cuidado don el diseño por compresión, por flexión, por corte, para luego calcular los refuerzos verticales y horizontales. Al final se diseñó la cimentación, donde se propuso una losa de cimentación, se le calculó la presión neta teórica, se calcularon las presiones por debajo de los puntos perimetrales, el cálculo del peralte de la losa, también se propuso el refuerzo inferior y superior para la losa de cimentación, finalmente se modelo la losa de cimentación con el software de apoyo SAFE 2016, donde se verificaron esfuerzos de presión en el suelo, la relación de corte o punzonamiento y el acero de refuerzo requerido en la losa de cimentación.

Finalmente se expusieron las conclusiones y las recomendaciones, se detallaron las referencias bibliográficas utilizadas y se adjuntó el estudio de mecánica de suelos, planos de arquitectura y estructuras dentro de los anexos de este informe técnico.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. PROBLEMA

1.1.1. Problema General

¿Cómo diseñar una estructura de concreto armado para una edificación de 1 sótano y 11 pisos, en la ciudad de Huancayo?

1.1.2. Problemas Específicos

- a) ¿Cómo controlar los desplazamientos laterales, en la estructura de concreto armado de la edificación de 1 sótano y 11 pisos, en la ciudad de Huancayo?

- b) ¿Por qué analizar estática y dinámicamente la estructura de concreto armado para la edificación de 1 sótano y 11 pisos, en la ciudad de Huancayo?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Desarrollar el diseño de concreto armado, estable, dúctil y acorde a la normativa actual que el reglamento nacional de edificaciones propone, para lograr una edificación de 1 sótano y 11 pisos.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Controlar los desplazamientos laterales de la estructura de concreto armado, para lograr un comportamiento dentro de las derivas máximas permitidas por la normativa peruana actual E-030.
- b) Analizar estática y dinámicamente la estructura de concreto armado, para poder controlar y luego mejorar su comportamiento bajo acciones sísmicas.

1.3. JUSTIFICACION

1.3.1. Justificación Práctica

Este informe técnico, se desarrolla por la necesidad de mejorar y ayudar al crecimiento constructivo dentro del sector inmobiliario en la ciudad de Huancayo, y poder contrarrestar las construcciones informales e improvisadas, ya que el alto grado de silencio sísmico en la región, nos convierte en una ciudad vulnerable a dicha eventualidad.

1.3.2. Justificación Metodológica

La elaboración y aplicación del diseño y cálculo para cada elemento que conforma toda la estructura de concreto armando del edificio en mención, mediante métodos de diseño propuestos por la normativa peruana del reglamento nacional de edificación, y recientes investigaciones en el área de la mecánica estructural, que han ido incrementado diversos cuidados para el diseño, con la finalidad que los edificios sean diseñados acorde con los requerimientos mínimos de fuerza lateral de los códigos de diseño. Los recientes sismos han mostrado que los edificios diseñados y construidos de acuerdo a los códigos más recientes proveen una buena respuesta, pero el costo de reparación de daños y el tiempo necesario para implementar estas reparaciones son más grandes que las anticipadas.

1.4. DELIMITACION

1.4.1. Delimitación Espacial

El informe técnico para el “Diseño Estructural De Un Edificio De Concreto Armado De Un Sótano Y Once Pisos, Ubicado En La Ciudad De Huancayo Y Destinado A Comercio, Oficinas Y Vivienda”, nos conlleva a resultados los cuales no serán confiables para otras zonas o distritos, ya que la capacidad de suelo admisible y características de algún posible sismo, no serán los mismos en ningún lugar que no sea la Avenida Giráldez N°242, distrito de Huancayo, donde es la ubicación de la estructura en estudio.

1.4.2. Delimitación Temporal

El análisis del diseño estructural para el informe técnico, se efectuara tomando en cuenta la normativa de diseño sismo resistente E-030, aprobada el 24 de enero del 2016, el cual indica que la estructura tiene un periodo de diseño de 50 años.

1.5. METODOLOGIA

1.5.1. Tipo de Investigación

El tipo de metodología usada es la investigación aplicada, ya que el objetivo en concreto es el conseguir que la estructura a diseñar tenga un comportamiento sismo resistente, con el uso de parámetros específicos normados por el reglamento nacional de edificaciones.

1.5.2. Nivel de Investigación

El nivel de investigación es descriptivo-explicativo, ya que los cálculos realizados para cada elemento de la estructura se idealizaron para un tiempo y área geográfica determinada, para finalmente estimar y parametrizar los resultados propuestos para cada elemento.

1.5.3. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación es no experimental, ya que esta ceñido básicamente al nivel de la investigación, donde se enfatiza el uso de la normativa vigente para cada elemento de la estructura, manejando el control de desplazamientos en cada piso, traducido de manera general en los planos de estructuras.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. NORMAS EMPLEADAS

Las normas utilizadas para la presentación del informe son las mencionadas en el Reglamento Nacional de Construcciones (RNE) y son:

- NTE E-020 Cargas
- NTE E-030 Diseño Sismo Resistente
- NTE E-050 Suelos y Cimentaciones
- NTE E-60 Concreto Armado
- NTE E-70 Albañilería

2.2. CARGAS DE DISEÑO

El diseño de los diferentes elementos del edificio es determinar las dimensiones y darle las características necesarias para que soporte las cargas durante su vida útil, siempre y cuando cumpliendo con un grado de seguridad. Entre las principales cargas que se consideraron en el diseño y presentación del informe son las mencionadas a continuación:

- **Carga Muerta (CM):** Referente al peso de los tabiques, pisos terminados, materiales, equipos y peso propio del elemento, es decir, cargas permanentes.
- **Carga Viva (CV):** Se considera el peso de los muebles, equipos, accesorios que son móviles durante la vida útil del elemento analizado.

- **Carga de Sismo (CS):** Aquellas solicitaciones que se producen por el movimiento sísmico sobre la estructura. Se menciona en el Norma Peruana E 0-30.

Para el cálculo de las cargas últimas en el diseño, la norma E-060 establece lo siguiente:

- Cargas Muertas y Vivas: $Ru1 = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$
- Cargas de Sismo: $Ru2 = 1.25 \times CM + 1.25 \times CV \pm CS$
 $Ru3 = 0.9 \times CM \pm CS$
- Cargas de Suelos : $Ru4 = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$

2.3. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Para realizar el diseño se ha utilizado lo siguiente:

- **Concreto Armado:** Para el presente informe, se utilizó el tipo de concreto siguiente:

Resistencia Específica a la Compresión= 210 kg/cm² // 280 Kg/cm²

Módulo de Poisson = 0.15

Módulo de Elasticidad = $15000 \times \sqrt{210} \approx 217370.65$ Kg/cm²

= $15000 \times \sqrt{280} \approx 250998.01$ Kg/cm²

- **Acero de Refuerzo:** Se usarán barra de acero corrugado de grado 60:

Límite de Fluencia = 4 200 kg/cm²

Módulo de Elasticidad = 2 000 000 kg/cm²

2.4. METODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

La metodología empleada fue la de Diseño por Resistencia. Con este método se busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión, o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas, lo cual se resumen en la siguiente fórmula:

$$\Phi R_n \geq \alpha C_i$$

Dónde:

Φ : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad

R_n : Resistencia nominal

α : Factor de carga o de amplificación

C_i : Efecto de las cargas de servicio

La tabla muestra los factores de reducción de resistencia indicados en la Norma E.060.

Caso de Solicitación	ϕ
Flexión	0.9
Tracción y Tracción con Flexión	0.9
Compresión y Flexo compresión:	
Elementos con Espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70
Cortante y Torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70
Concreto Simple	0.65

Los factores usados para la amplificación de cargas para caso de carga muerta, viva y sismo son los mostrados en la siguiente tabla:

1.4CM+1.7CV
1.25(CM+CV)+CSx
1.25(CM+CV)+CSy
0.9CM+CSx
0.9CM+CSy
CARGAS DE SERVICIO
ENVOLVENTE

2.4.1. Diseño Por Flexión

La sección crítica para momento negativo se tomará en las caras de los apoyos, mientras que para momentos positivos en el interior de la luz.

Para calcular la resistencia a flexión de una sección, como la mostrada en la figura, se supone que:

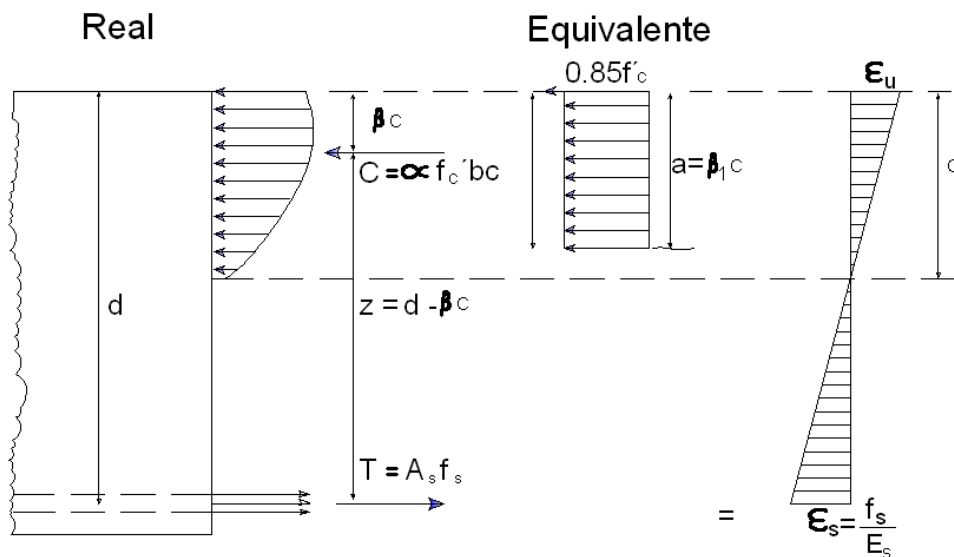


Figura 1: Bloque equivalente de compresiones.

Por tanto se puede estimar el momento resistente a flexión como:

- $T = A_s f_y = 0.85 f'_c a b = C_c \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$
- $\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times 0.85 f'_c b} \right)$

Para flexión el valor del factor de reducción (Φ) es 0.9

Se alcanzará esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia o cuando el concreto alcance su deformación máxima. El tipo de falla dependerá de la cuantía de acero colocado en la sección.

Dicha cuantía se define como:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

- ρ = cuantía de acero
- A_s = área de acero
- b = ancho de la sección
- d = peralte efectivo de la sección

Cuantía balanceada: Se define cuantía balanceada al área de acero que propicia una falla por aplastamiento de la sección de concreto en compresión al mismo tiempo que el acero alcanza la deformación de fluencia.

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

Cuando se coloca una cuantía mayor a la balanceada se producirá falla en compresión, es una falla frágil muy peligrosa. Por ello, lo que debemos buscar en el diseño es una falla dúctil. Lo importante es controlar la cuantía de acero, ya que una cuantía mayor o menor a la balanceada determinará el tipo de falla que puede presentar la sección del elemento.

Cuantía máxima: La Norma E.060 Concreto Armado limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que garanticemos una falla dúctil. Se determinará según:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

Cuantía mínima: La Norma E.060, establece que se debe de proveer una cuantía mínima a la sección de tal forma que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento de la sección. El área mínima para secciones rectangulares se calculará:

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

2.4.2. Diseño Por Flexo-Compresión

Capacidad por Flexo-compresión: Las mismas hipótesis básicas utilizadas en el análisis de una sección en flexión simple serán válidas para este acápite.

Los elementos tipo columnas o placas tienen una infinidad de combinaciones de momento flector y carga axial que pueden producir su falla. Conociendo las propiedades del material, la sección de la columna o placa y la distribución del acero de refuerzo se puede construir un diagrama de interacción nominal (M_n Vs. P_n) con las diferentes combinaciones de momento flector y carga axial que causa la falla de la sección.

Procedimiento de diseño: Se asume una sección reforzada, luego se construye el diagrama de interacción de diseño, esto se logrará afectando el diagrama de interacción nominal con el factor Φ (reducción de resistencia) y el factor n correspondiente a carga axial. Finalmente, lo que debemos lograr es que los pares de fuerza (M_u , P_u), obtenidas de las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de diseño.

La figura muestra el diagrama de interacción nominal y de diseño de una sección de concreto reforzada.

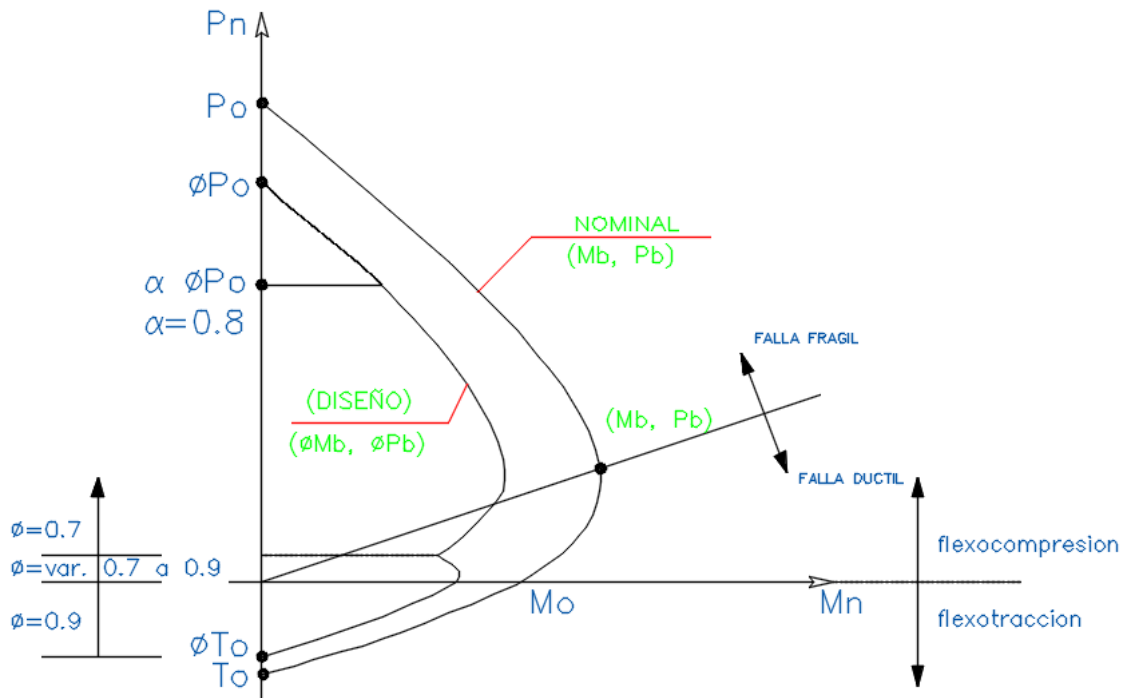


Figura 2: Diagrama de interacción nominal y de diseño.

2.4.3. Diseño Por Corte

Para el diseño por corte será de interés las secciones con mayor fuerza cortante, la sección a analizar se tomará a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de los apoyos. Sólo se tomará el valor del cortante en la cara cuando la reacción del apoyo induce tracción al elemento o si existiera alguna carga puntual ubicada a una distancia menor a “d”.

Capacidad en corte: En una sección reforzada la capacidad en corte (ΦV_n) estará dada por la suma del aporte del concreto (ΦV_c) y del refuerzo (ΦV_s), es decir:

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s; \Phi = 0.85$$

Dónde:

V_n: resistencia nominal a corte, considerando el aporte del concreto (V_c), y del acero (V_s).

V_c: resistencia a corte del concreto, se calculará como $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} . b . d$.

V_s: resistencia a corte del estribo perpendicular el eje del elemento, Cuya resistencia se calcula $V_s = \frac{A_v . f_y . d}{s}$; siendo: A_v , el área del refuerzo por corte y “s” el espaciamiento del refuerzo.

Será necesario reforzar mediante estribos perpendiculares al elemento cuando el concreto no sea capaz de resistir la fuerza cortante última.

Las particularidades del diseño por corte en los diferentes elementos estructurales se mencionarán en sus respectivos acápite.

CAPITULO III: ESTRUCTURACION

3.1. CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO

El edificio del presente informe está conformado por 1 sótano, 11 pisos y Azotea, cuyas características generales son:

Tipo de Estructura:	Muros Estructurales.
Número de Pisos:	11 + Az.
Número de Sótanos:	1.
Área del terreno:	125.20 m ² .
Área techada total:	1 266.30 m ² .
Altura típica de entre pisos:	2.80 m.
Uso:	Comercio, oficinas y viviendas.
Adicionales:	Tiene una escalera de tipo 1 que conecta a todos los niveles, la escalera de tipo 2 que conecta el 1° piso con el mezanine; tiene 1 ascensor que conecta a todos los niveles.

La estructuración y diseño de la misma se realizó en base a un sistema de pórticos y muros estructurales, formado por columnas, vigas y placas. Se tomó en consideración todos los requerimientos exigidos por las normas peruanas de Concreto Armado y del Diseño Sismo Resistente, condiciones que son muy importantes por encontrarnos en zona sísmica.

Cabe mencionar que el software SAP 2000, sirvió como apoyo en el diseño estructural y se usó para obtener los esfuerzos provenientes del análisis sísmico estático y dinámico.

3.2. ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

El terreno donde se edificará el edificio, cuenta con un área de 125.20 m², se ubica en la Avenida Giráldez N°242, distrito de Huancayo. El techado se compone en áreas de la siguiente manera: sótano es de 92.87m², del 1° piso es de 84.37m², del 2° al 4° piso es de 112.76m², cada piso, del 5° al 11° piso es de 101.27m², cada piso, el techo de la azotea es de 38.62m², y el techo de la caja del ascensor es de 3.24m², lo que en total da un área techada o construida de 1 266.30 m².

La altura total del edificio es de 37.00m. (Desde el NPT. -2.80 hasta el techo de la azotea, sin considerar la cimentación), con una altura de entrepiso de 2.80m para todos los niveles.

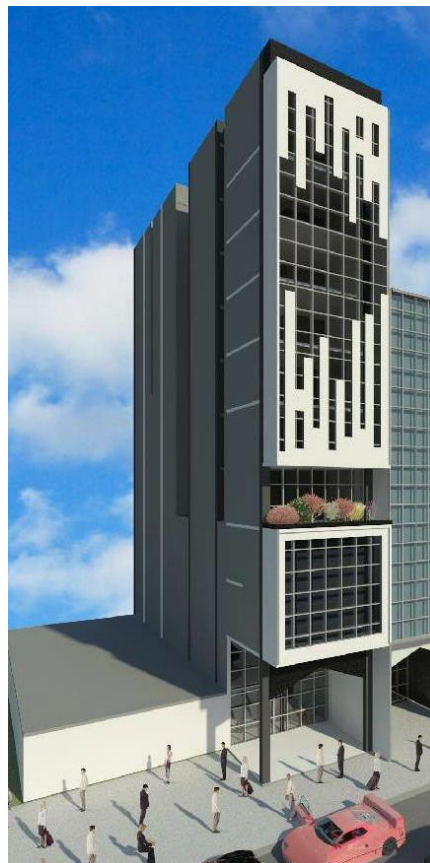


Figura 3: elevación del edificio

3.3. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El planteamiento estructural consistió en definir las dimensiones y características de los diferentes elementos estructurales del cual conforman la estructura en mención, para que puedan resistir las cargas provenientes de la gravedad y sismo básicamente. Cabe resaltar que una adecuada estructuración permitirá un análisis más sencillo y adecuado, obteniendo resultados más satisfactorios.

Se siguieron las siguientes pautas de estructuración recomendadas por la norma E 030, las cuales son:

- Simplicidad y Simetría

Tener una estructura simple ayuda a un mejor comportamiento frente al movimiento sísmico, al tener estructuras no tan complejas nos permite realizar un modelo simple para obtener resultados más satisfactorios. Una idealización sencilla nos lleva a conocer mejor el comportamiento real del elemento.

Con respecto a una estructura simétrica, esta tendrá un mejor comportamiento ante los sismos, debido a que la distancia del centro de masa y el centro de rigidez del edificio es mínima, por lo que los efectos torsionales que puedan existir se ven minimizados, obteniéndose esfuerzos de sismo no tan elevados.

- Resistencia y Ductilidad

Toda estructura debe de tener resistencia en todas las direcciones, considerando por lo menos dos direcciones ortogonales que garantice la seguridad de todo el conjunto. La principal característica de los sismos es que son eventos que suceden en corto o largo plazo, son eventuales, por lo que la resistencia de los elementos no se diseñan al máximo, sino un valor mínimo exigido por la norma, pero si proporcionando una adecuada ductilidad del elemento analizado.

- Hiperestaticidad y Monolitismo

Una principal consideración que debemos tener en cuenta es garantizar que las estructuras tengan una disponibilidad hiperestática, es decir, que cuando se produzca una rotula plástica en algunos elementos, principalmente vigas, se pueda disipar la energía sísmica a otros lados. Al realizar esto se aumenta la seguridad global de la estructura.

- Uniformidad y Continuidad de la Estructura

Se debe tener una continuidad tanto en elevación como en planta de todos los elementos estructurales. Al realizar un cambio brusco de secciones, se puede producir una concentración de esfuerzos, que produciría una falla en el elemento. Lo más recomendable es realizar un cambio paulatino.

- Rigidez Lateral

Las deformaciones laterales altas provocan una mayor concentración de esfuerzos, además de provocar un daño a los elementos no estructurales, por lo que es recomendable la colocación de elementos que aporten gran rigidez lateral (muros de corte) en ambas direcciones.

- Existencia de Diafragmas Rígidos

La existencia de una losa rígida es importante para que todos los elementos que soporten un determinado nivel tengan desplazamientos laterales similares, realizando que todo trabaje como uno solo. Esto permite que las fuerzas horizontales se distribuyan de acuerdo a la rigidez de los elementos.

- Elementos no Estructurales

En todo nivel de un determinado piso, existe la presencia de tabiques, parapetos, etc. que se colocan para la separación de ambientes o como límite en los bordes de una planta. Se debe tener en cuenta el efecto que provoca en el análisis del desplazamiento lateral del edificio, ya que pueden provocar efectos torsionales por la concentración de tabiques en un determinado lugar.

- Cimentación

Se debe tener en cuenta que los cimientos durante un evento sísmico son importantes ya que tienen una acción integral, asimismo se debe comprobar que haya una adecuada transferencia de la cortante basal,

evaluar si podría existir volcadura o presencia de pequeños asentamientos diferenciales que puedan provocar la falla de los elementos no estructurales.

- El diseño del Concreto Armado

Se tomará en cuenta lo siguiente:

1. Que en el diseño por flexión se debe de tener la falla por tracción, no por compresión.
2. Que a los elementos sometidos a flexión y cortante, proporcionar mayor resistencia por cortante, ya que es considerado una falla frágil.
3. En elementos sometidos a compresión realizar un confinamiento adecuado con elementos transversales (estribos o espirales).
4. Dar mayor resistencia a las columnas que a las vigas, de tal manera que las rótulas plásticas se produzcan en las vigas.
5. En los elementos sometidos por flexo compresión y cortante, dar mayor capacidad a la cortante que por flexión.

3.4. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

Para darle una adecuada rigidez lateral y resistencia ante eventos sísmicos la estructura del edificio está conformado por vigas, columnas y placas en ambas direcciones formando pórticos mixtos.

- **Vigas:** Son elementos horizontales que soportan el peso de las losas, el peso de un tabique, entre otros. Estas vigas transfieren el peso a otras vigas, columnas o puntos de apoyo de placas.

Las vigas pueden ser peraltadas, invertidas, una combinación de ambas o vigas chatas. Otra función para las vigas es de resistir los esfuerzos producidos por el sismo, que al formar pórticos con columnas y placas, ayudan a dar rigidez lateral al edificio.

Para el proyecto, se utilizó vigas chatas, principalmente en las áreas de aberturas de losa (ductos y caja de escaleras), en otros casos para soportar directamente el peso de la tabiquería en techos aligerados.

- **Columnas:** Sirven para dar rigidez lateral a la edificación. Son elementos que se diseñan considerando efectos de cargas axiales, flexión y corte, teniendo mucho cuidado que la falla por cortante no se presente.

Por la presencia del sótano, se tuvo mucho cuidado de que estos no interfirieran con el diseño arquitectónico en el nivel del sótano, proporcionando las dimensiones y la dirección necesaria para su análisis.

Para el presente proyecto se concluyó por utilizar columnas "T", en la mayoría de ejes, ya que ofrecen mejor comportamiento y mayor estabilidad al momento de su modelamiento.

- **Muros de Corte o Placas:** Son elementos verticales que toman la mayor cortante sísmica de una edificación, dando una importante rigidez lateral en la dirección con mayor momento de inercia.

Estos elementos estructurales se deben de diseñar con mucho cuidado y tomando las consideraciones exigidas de la norma, ya que controlan con

mayor eficacia los efectos sísmicos, de igual manera, se debe de tener una buena distribución en planta para evitar que se produzcan efectos torsionales en la estructura.

Para el presente proyecto, se plantearon placas 6 diferentes placas, los cuales se ubican estratégicamente para poder controlar la torsión del edificio y aportando rigidez a su vez.

- **Techos o losas:** El sistema de techos está conformado por losas aligeradas los que sirven para soportar el peso de todo elemento que se encuentre sobre sí mismo. Además sirve para que un determinado nivel se comporte como un diafragma rígido, permitiendo que todo ese nivel se mueva como uno solo.

En todos los niveles superiores se utilizó losas aligeradas de 25cm unidireccionales en la dirección más corta, procurando que haya continuidad.

Con los planteamientos de estructuración, se procederá a pre dimensionar los diferentes elementos estructurales y dar una correcta ubicación para poder tener un buen comportamiento antes las solicitaciones sísmicas.

CAPITULO IV: PREDIMENSIONAMIENTO

Los elementos estructurales fueron predimensionados, tomando en cuenta algunos criterios y recomendaciones, los cuales fueron:

4.1. LOSAS ALIGERADAS

Peralte

De acuerdo con la arquitectura del edificio, la luz más desfavorable tiene un valor igual a 5.96 m en el eje "X" entre los ejes 1 y 3; y de 4.95 m en el eje "Y" entre los eje C y D. En el caso particular de las losas aligeradas del presente proyecto; es recomendable utilizar un peralte de 25cm, ya que la luz más desfavorable a cubrir se encuentran alrededor de los 5.00 y 6.50 metros.

h (m)	w (kg/m ²)	l (m)
0.17	280	$l \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq l \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq l \leq 7.5$

Para el techado de todos los ambientes de cada piso, se decidió armar las losas aligeradas en una sola dirección de acuerdo a lo indicado en los planos de encofrados de techos; ellas se comportarán como un diafragma rígido, capaz de transmitir las cargas y esfuerzos de gravedad y los esfuerzos generados por sismo, hacia las vigas, columnas y placas de manera uniforme.

En el numeral 10.4.1.1 de la NTE.060, se indica que para losas aligeradas continuas armadas en una sola dirección; el peralte mínimo para no tener que verificar deflexiones es:

$$h_{\text{minimo}} = \frac{L}{25}$$

Predimensionamiento de Losas Aligeradas					
$H = \frac{Ln}{25}$					
	Luz (m)	L/25	Peralte Teorico(cm)	Redondeo quinto superior	Peralte Recomendado
Dirección "X"	5.96	0.2384	23.84	25	e = 25 cm
Dirección "Y"	4.95	0.198	19.8	20	

Figura 4: predimensión del aligerado para todos los pisos

4.2. VIGAS

Para el predimensionamiento del peralte de las vigas se empleó el criterio de peraltes del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, incluyendo el espesor de la losa de los encofrados, mientras que el acho debe estar en el orden de 3/10 a 1/2 del peralte de la viga.

La Norma Peruana recomienda que las vigas que formen parte de pórticos o elementos sismorresistentes no deberán tener un ancho menor a 25cm, y que deben ser peraltadas. Se pueden tener vigas de espesores entre 15 a 20cm, siempre que estas no formen pórticos.

Se predimensionan las vigas tomando en cuenta las luces más desfavorables.

Predimensionamiento de Vigas									
Local Comercial									
Dirección	Ln (m)	L/10	L/12	h (m)	peralte recomendado (cm)	0.3h	0.5h	b (cm)	b(ancho) recomendado (cm)
X	5.96	0.596	0.497	0.523	50	15	25	20	25
Y	4.95	0.495	0.413	0.454	45	13.5	22.5	18	

Figura 5: predimensión de las vigas

Para las **vigas chatas**, las cuales se usan generalmente para soportar tabiques que se apoyen paralelas a las viguetas de los aligerados y para confinar los espacios huecos producto de las aberturas tipo ductos en las losas aligeradas. Para el presente proyecto se han consideraron dos tipos de vigas chatas (30x25cm y 20x25cm), para confinar los huecos de los ductos de las escaleras, en dirección a las viguetas de los aligerados, además se colocaron vigas de borde de 15x25cm. En las terminaciones de los aligerados.

4.3. COLUMNAS

Para dimensionar las columnas se empleó el criterio por aplastamiento del concreto, este procedimiento considera la proporción de la carga aplicada en la columna y la capacidad resistente de la sección es decir:

$$n = \frac{P \text{ act.}}{f'c \cdot b \cdot D}$$

Experiencias obtenidas en Japón nos dice que:

$n > 1/3$: falla frágil se produce por aplastamiento de la sección del concreto por aplicación de cargas excesivas.

$n < 1/3$: falla dúctil (cuando la sección de la columna tenga mayor área y/o sección su falla será dúctil)

El dimensionamiento de la sección de la columna será:

$$bD = \frac{P}{n \cdot f'c}$$

Dónde:

D : para la dimensión D, definir la sección transversal de la columna en el sentido del análisis sísmico.

b : dimensión, sección de la columna en dirección transversal al sismo

n : coeficiente del tipo de columna (factor de seguridad)

P : carga total actuando en la columna

		GENERAL (ESTRUCTURACION REGULAR)								TIPOS			
Tipo de columna	Area tributaria	Vs (Kg)	b x D (cm2)	SI b=D (cm)	b (cm) (mínimo)	D (cm) (calculado)	b x D	Verificacion	SECCION	EJE	Usar para el proyecto:	area cm2	
C1 Esquinera	7.74	158,649.20	1429.54	37.81	30	50	1500.00	OK !!!	30x50	A-1	50X50	2500	
C2 Esquinera	7.74	158,649.20	1429.54	37.81	30	50	1500.00	OK !!!	30x50	A-3	50X50	2500	
C3 Lateral	12.75	261,340.73	1834.77	42.83	30	65	1950.00	OK !!!	30x65	B-1	COLUMNA EN "T"	2100	
C4 Lateral	12.75	261,340.73	1834.77	42.83	30	65	1950.00	OK !!!	30x65	B-3	PLACA ASENSOR	3600	
C5 Lateral	13.53	277,328.64	1890.06	43.47	30	65	1950.00	OK !!!	30x65	C-1	COLUMNA EN "T"	2100	
C6 Lateral	13.53	277,328.64	1890.06	43.47	30	65	1950.00	OK !!!	30x65	C-3	COLUMNA EN "T"	2100	
C7 Lateral	13.92	285,322.59	1917.11	43.78	30	65	1950.00	OK !!!	30x65	D-1	COLUMNA EN "T"	2100	
C8 Lateral	13.92	285,322.59	1917.11	43.78	30	65	1950.00	OK !!!	30x65	D-3	COLUMNA EN "T"	2100	
C9 Lateral	10.33	211,737.24	1651.49	40.64	30	60	1800.00	OK !!!	30x60	E-1	COLUMNA EN "T"	2100	
C10 Lateral	10.33	211,737.24	1651.49	40.64	30	60	1800.00	OK !!!	30x60	E-3	COLUMNA EN "T"	2100	
C11 Esquinera	2.55	52,268.15	820.54	28.64	30	30	900.00	OK !!!	30x30	F-1	30X30	900	
C12 Lateral	2.90	59,442.21	875.04	29.58	30	30	900.00	OK !!!	30x30	F-2	30X30	900	
C13 Esquinera	1.95	39,969.76	717.54	26.79	30	25	750.00	OK !!!	30x25	F-3	30X30	900	

Figura 6: predimensión de columnas

4.4. MUROS PLACA

La función principal de las placas es resistir en su propio plano un porcentaje importante de los esfuerzos cortantes importantes producto del sismo, así como brindar la suficiente rigidez lateral a la edificación controlando los desplazamientos horizontales.

Con las placas en la estructura se está mejorando la rigidez del edificio en el sentido en el que la placa esté orientada, aliviando así los esfuerzos en los pórticos tradicionales formado por columnas y vigas.

Para poder tener una idea de la densidad de placas, debemos considerar el esfuerzo cortante en un piso producido por el sismo, considerando el ancho mínimo que se menciona en capítulo 14 y 21 de la norma E.060

El esfuerzo cortante del concreto es del orden de $0.53\sqrt{f'_c}$

- Se han colocado placas, aprovechando los lados laterales colindantes con los vecinos, los que tienen un espesor de 20cm.
- Se ha aprovechado la caja del ascensor para colocar placas en ambos sentidos con espesor constante de 20cm.
- También se ha aprovechado la caja de la escalera para colocar las placas en ambos sentidos cuyos espesores varían entre 15 y 20cm.

Se colocaron las placas manteniendo una correcta simetría entre ellos para así evitar problemas de torsión en planta por cargas sísmicas.

4.5. MUROS DE SÓTANO

La función principal de los muros de sótano es la de soportar la presión lateral del suelo que exista en el área de los vecinos, así como también para el peso de los paños del sótano que se apoyen sobre ellas. La norma de Concreto Armado E0-60 especifica en el artículo 14.5.3.2 que el espesor mínimo de los muros de sótano o cimentaciones no debe de ser menor que 20cm. Por lo que considerando lo anterior y que para el proyecto se tiene solo un sótano, se tomó como espesor uniforme 25cm en todo el perímetro de la estructura, ya que la tabiquería perimétrica en su mayoría va asentada de cabeza.

CAPITULO V: METRADO DE CARGAS DE ELEMENTOS PRINCIPALES

El metrado de cargas consiste en determinar la magnitud de peso o carga que recibirá un elemento durante su vida útil. El método que se realizará será por el método de área de influencia o área tributaria. Para poder determinar estos valores, se debe de tener en cuenta el peso específico o el peso por metro cuadrado de los diferentes materiales que se apoyaran en la estructura, asimismo tener en cuenta que la manera como se apoyan los elementos. La estructura se diseñó en base a pórticos, por lo que las vigas generan la transmisión de las cargas a las losas que se apoyan en ellas, teniendo en cuenta el peso de todos materiales que tendrá apoyados. Luego estas cargas son transmitidas a las columnas que se van acumulando por el número de pisos y finalmente, estas cargas serán transferidas al suelo, mediante los elementos estructurales denominados zapatas o para nuestro caso losa de cimentación.

Todos los elementos estructurales del edificio deben estar diseñados de tal forma que puedan resistir las cargas que se apliquen al largo de su uso. La Norma de E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones establece valores mínimos de estas cargas.

5.1. CARGAS Y PESOS UNITARIOS EMPLEADOS

Las cargas a metrar son las cargas muertas y las cargas vivas. Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, equipos, tabiques y los otros elementos soportados por el edificio, incluyendo el peso propio que son

pesos permanentes; y como carga viva (CV) al peso de los ocupantes, materiales, equipo, muebles y elementos móviles que soporta el edificio.

Pesos unitarios de las cargas muertas (CM):

- Concreto armado 2400 kg/m³
- Albañilería hueca 1400 kg/m³

- Aligerado (h=25cm) 350 kg/m²
- Acabados (piso terminado) 100 kg/m²
- Tabiques de e=0.14 250 kg/m²
- Tabiques de e=0.24 420 kg/m²

Pesos unitarios de las cargas vivas (CV):

- Sobre carga comercio 500 kg/m²
- Sobre carga viviendas y oficinas 250 kg/m²
- Sobre carga azotea 100 kg/m²

5.2. METRADO DE LOSAS ALIGERADAS

Para el metrado de losas aligeradas se han considerado viguetas típicas de 10cm de ancho, espaciadas cada 40cm que son medidos a eje de cada vigueta. La altura de las viguetas es según predimensionamiento, la figura muestra un ejemplo de losa aligerada.

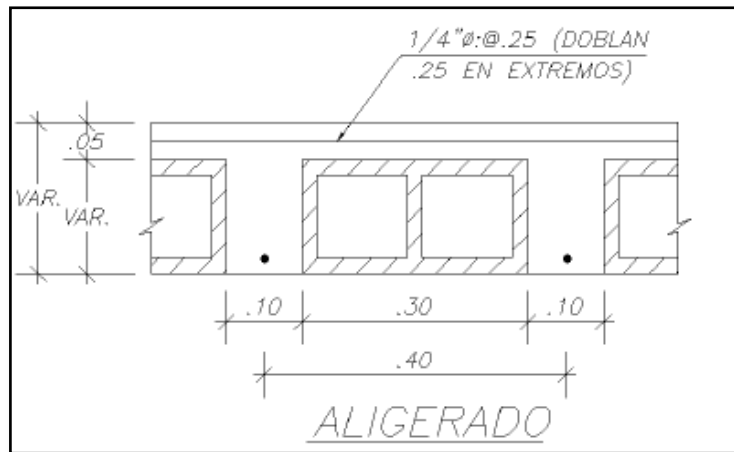


Figura 7: Aligerado típico

Para el metrado de la carga muerta en los aligerados, se ha tomado por conveniente adicionar el peso de la tabiquería que se encuentra apoyada a lo largo de los tramos.

- Aligerado h=25cm (Comercio)

CARGAS PARA PISO DE LOCAL COMERCIAL								
PESO MUERTO (WD):								
ALIGERADO	e (cm):	25	Peso(kg/m ²):	350	Separacion de viguetas(m):	0.4	140 kg/m	
FALSO PISO			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4	40 kg/m	
TABIQUERIA	P.Unitario:	1350	Ancho (m):	0.15	Altura (m):	2.6	526.5 kg/m	
ACABADOS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4	40 kg/m	
ACABADOS VIGAS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4	40 kg/m	
ACABADO COLUMNAS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4	40 kg/m	
							WD=	826.5 kg/m
PESO VIVO (WL):								
Local Comercial s/c	Peso(kg/m ²):	500			Separacion de viguetas(m):	0.4	200 kg/m ²	
							WL=	200 kg/m

Figura 8: Metrado de cargas para pisos destinados a comercio

- Aligerado h=25cm (Oficinas y Viviendas)

CARGAS PARA PISO DE OFICINAS Y VIVIENDAS									
PESO MUERTO (WD):									
ALIGERADO	e (cm):	25	Peso(kg/m ²):	350	Separacion de viguetas(m):	0.4			140 kg/m
FALSO PISO			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m
TABQUERIA	P.Unitario:	1350	Ancho (m):	0.15	Altura (m):	2.6			526.5 kg/m
ACABADOS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m
ACABADOS VIGAS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m
ACABADO COLUMNAS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m
								WD=	826.5 kg/m
PESO VIVO (WL):									
Oficinas y Viviendas s/c	Peso(kg/m ²):	250			Separacion de viguetas(m):	0.4			100 kg/m ²
								WL=	100 kg/m

Figura 9: Metrado de cargas para pisos destinados a oficinas y viviendas

- Aligerado h=25cm (Azotea)

PISO AZOTEA									
PESO MUERTO (WD):									
ALIGERADO	H (cm):	25	Peso(kg/m ²):	350	Separacion de viguetas(m):	0.4			140 kg/m
FALSO PISO			Peso(kg/m ²):	100					40 kg/m
PARAPETOS	P.Unitario:	1350	Ancho (m):	0.15	Altura (m):	1			202.5 kg/m
ACABADOS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m
ACABADOS VIGAS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m
ACABADO COLUMNAS			Peso(kg/m ²):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m
								WD=	502.5 kg/m
PESO VIVO (WL):									
s/c: Azotea	Peso(kg/m ²):	100			Separacion de viguetas(m):	0.4			40 kg/m ²
								WL=	40 kg/m

Figura 10: Metrado de cargas para piso destinado a la azotea

- Aligerado h=25cm (Techo de azotea)

TECHO AZOTEA							
PESO MUERTO (WD):							
ALIGERADO	H (cm):	25	Peso(kg/m2):	350	Separacion de viguetas(m):	0.4	140 kg/m
PARAPETOS	P.Unitario:	1350	Ancho (m):	0.15	Altura (m):	1	202.5 kg/m
ACABADOS			Peso(kg/m2):	100	Separacion de viguetas(m):	0.4	40 kg/m
TANQUE ELEVADO	PesoT.(kg)=	7000	Area (m2):	38.6		0.4	72.54 kg/m
		(7mil litros)					WD= 455.039 kg/m
PESO VIVO (WL):							
s/c: Azotea	Peso(kg/m2):	100			Separacion de viguetas(m):	0.4	40 kg/m2
							WL= 40 kg/m

Figura 11: Metrado de cargas para el techo de azotea

5.3. METRADO DE VIGAS

Para el metrado de cargas se debe determinar la porción de losa que va a cargar, esto es en base al método de áreas tributarias. Un ejemplo de metrado de viga se presenta a continuación.

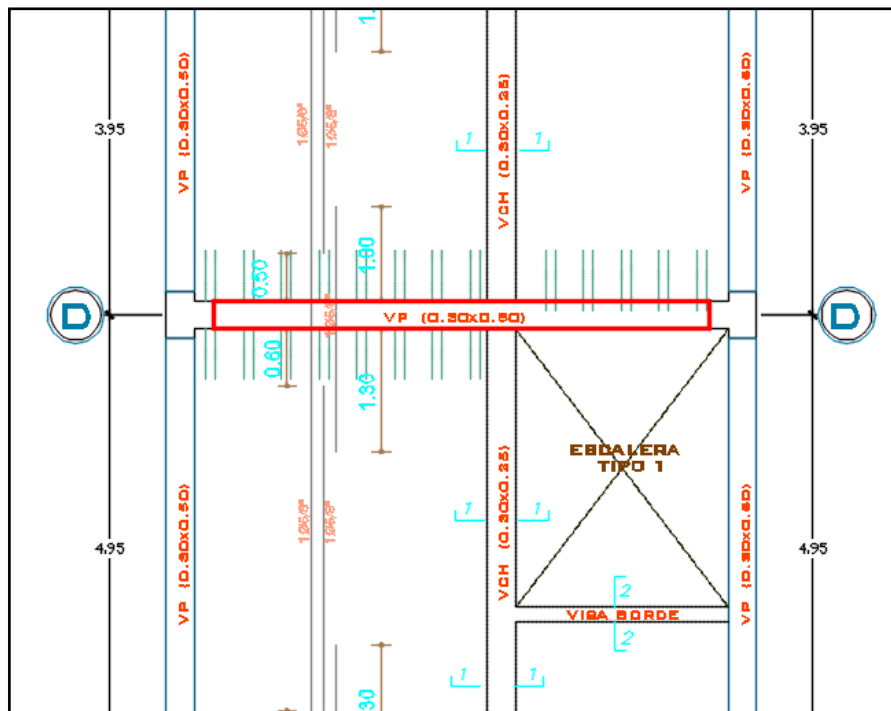


Figura 12: Tramo de viga eje D-D

Se va a analizar el tramo de la viga del eje D-D (sótano), que está cargando un aligerado de 25cm. El área tributaria de la viga corresponde a la mitad de la luz del paño a cada lado de la viga. (Ver el área achurada).

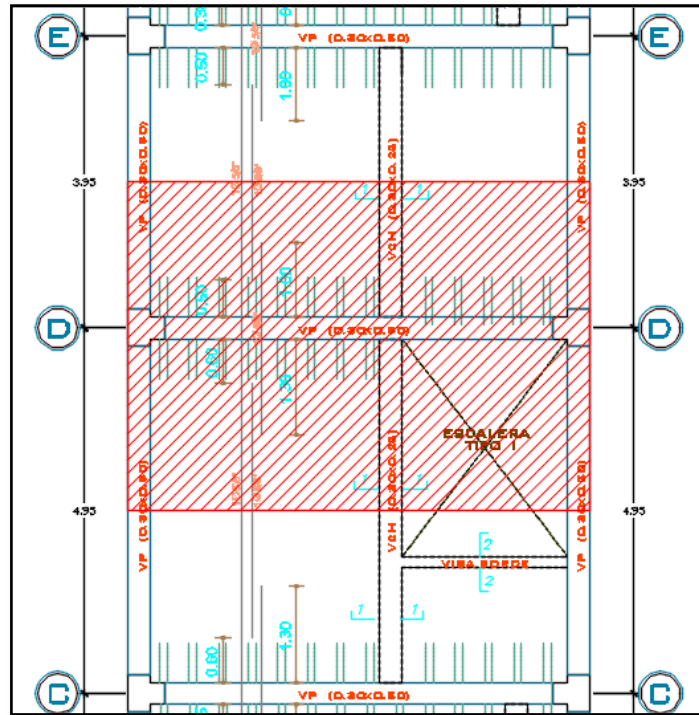


Figura 13: Área tributaria 27.86 m²

El ancho tributario a ambos lados del del eje D-D (sótano), es de 4.45m, Por lo que el metrado de la viga es:

- Viga de 0.30x0.50m

Peso propio = $2.4 \cdot (0.30 \cdot 0.50) = 0.36 \text{ Tn/m}$

Piso terminado = 0.10 Tn/m^2

S/C local comercial = 0.50 Tn/m^2

Peso aligerado h=25cm = 0.35 Tn/m^2

W_u sótanos /viga = $1.4 \cdot 0.36 + 4.45 \cdot (1.4 \cdot (0.35 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.50))$

W_u sótanos /viga = 7.09 Tn/m

5.4. METRADO DE COLUMNAS

Las columnas son las encargadas de recibir a las vigas en ambos sentidos, por lo tanto, la carga a la que estén sometidas proviene del peso de la losa y del peso propio de la viga. Utilizaremos el método de área tributaria de una columna. Un ejemplo de metrado de columna se presenta a continuación.

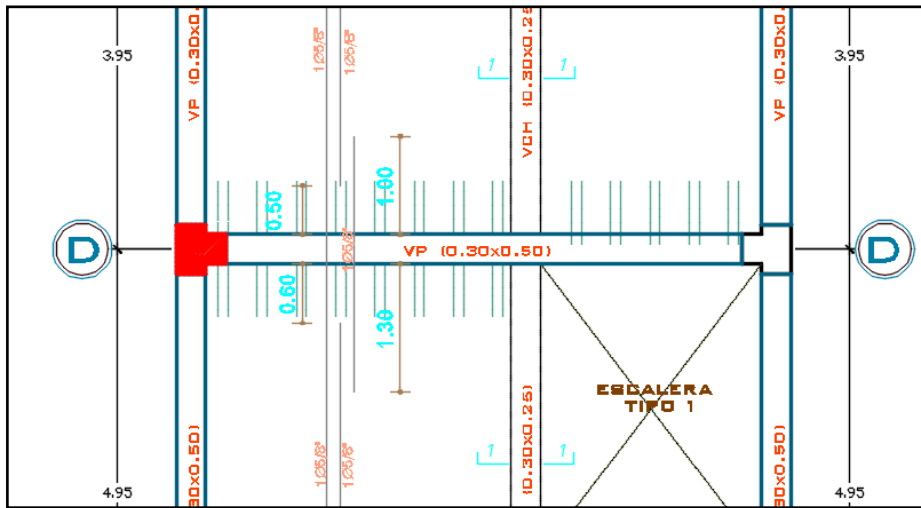


Figura 14: Columna del eje D-1

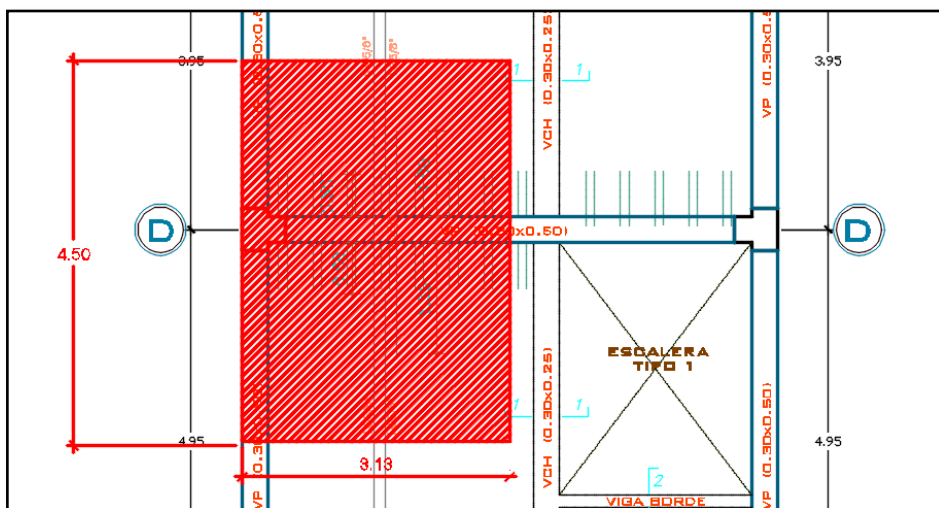


Figura 15: Área tributaria 14.085m²

- Columna de tipo "T" 0.50x0.50x0.30x0.30m

Peso propio = $2.4 \cdot (0.21 \text{m}^2) \cdot 2.80 = 1.41 \text{ Tn}$

Peso aligerado h=25cm = $0.35 \cdot (4.50 \cdot 3.13) = 4.93 \text{ Tn}$

Peso de viga 0.30x0.50m = $0.36 \cdot 4.5 = 1.62 \text{ Tn}$

S/C local comercial = $0.50 \cdot (4.50 \cdot 3.13) = 7.04 \text{ Tn}$

Wu columna = $1.4 \cdot (1.41 + 4.93 + 1.62) + 1.7 \cdot (7.04)$

Wu columna = 23.11 Tn

Considerando para los 12 niveles (sotano+11pisos) resulta: $23.11 \cdot 12 = 277.32 \text{ Tn}$, el SAP 2000, genera automáticamente el metrado para la carga puntal que se va a transferir al suelo, se observa que su resultado es de: 277.98 Tn, lo que difiere en 0.66 Tn.

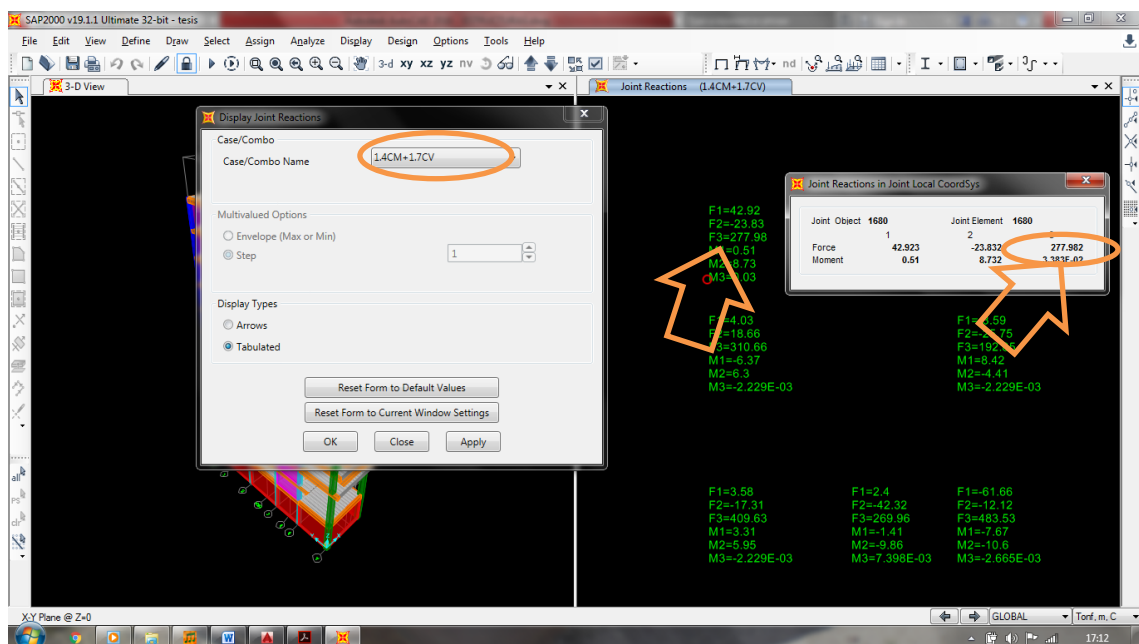


Figura 16: Carga puntal obtenida por el SAP. para la columna del eje D-1

NOTA: Para el metrado de la placas es de la misma manera que el metrado de las columnas.

CAPITULO VI: ANÁLISIS SISMICO

El objetivo de este análisis es determinar el comportamiento que tendrá el edificio sísmicamente según los requerimientos de la Norma Peruana de Diseño.

Sismoresistente E.030, la cual establece como principios:

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

Una vez hecho el análisis sísmico del edificio se obtendrán los valores de fuerzas internas para cada uno de los elementos resistentes de nuestro edificio con fines de diseño y además se obtendrán desplazamientos laterales de entrepiso, los cuales serán verificados con los límites tolerables según la norma E.030.

El análisis que se realizó fue mediante el método de combinación espectral en las direcciones ortogonales principales de la edificación X e Y. Asimismo el modelaje y los resultados se realizaron en el programa SAP 2000.

6.1. MODELO DEL EDIFICIO

Para el análisis sísmico se utilizó el programa SAP 2000; con el cual se realizó el diseño y análisis tridimensional completo de la estructura.

El modelo sísmico del edificio cuenta con 1 sótano, 11 pisos y azotea, como se muestra en la imagen.

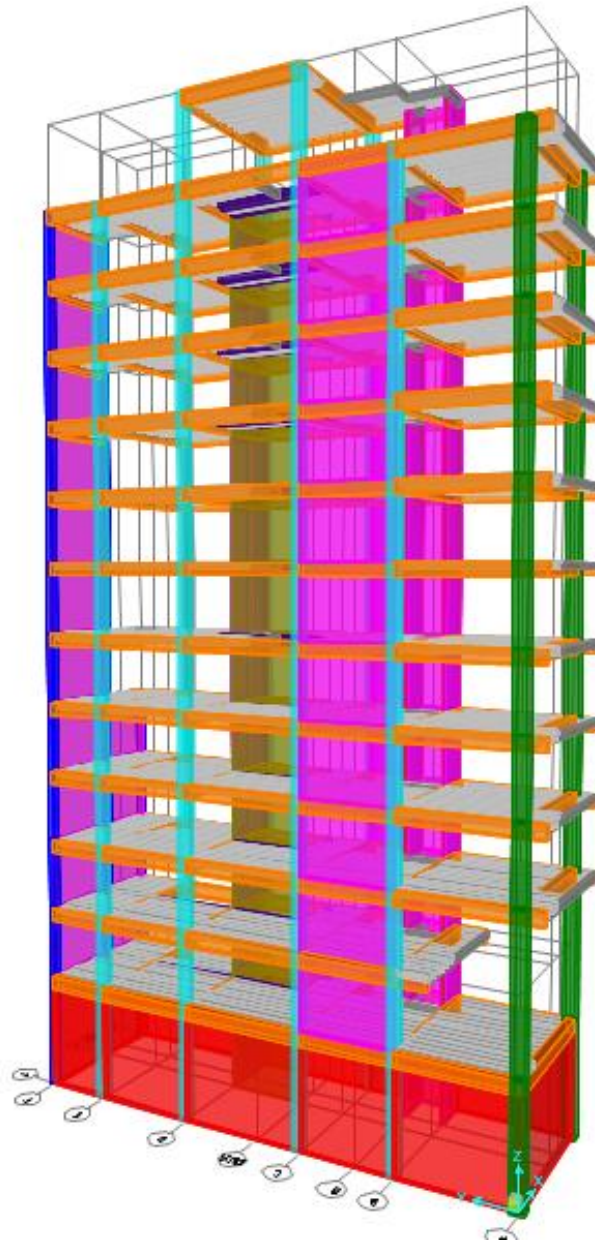


Figura 17: Modelo sísmico del edificio

6.2. PARAMETROS Y CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Según la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismoresistente.

Factor de la zona (Z):

El edificio se encuentra ubicado en el cercado de Huancayo de la región Junín. De acuerdo a la norma dentro de la zona 3.

$$Z=0.35$$

Condiciones Geotécnicas (S) y (Tp):

El tipo de suelo para la ubicación mencionada y su respectivo periodo se encuentra como un perfil tipo S2 – suelo intermedio (según EMS):

$$S=1.15$$

$$T_p=0.6$$

$$T_L=2.0$$

Factor de amplificación sísmica (C):

Lo obtendremos luego de conocer el periodo del edificio.

$$C=2.5*(T_p/T), C \leq 2.5$$

T_p : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

T : Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

Factor de uso e importancia (U):

$$U=1.3 \text{ (Edificaciones importante, comercio - vivienda)}$$

CT= 35, 45 y 60 dependiendo de la estructuración en del edificio para cada eje.

	X	Y
Ct	60	60
Hn	37	37
T	0.616667	0.616667

Por tanto la cortante basal actuante es:

$$V_x = 0.08439516 * 4\,691.60 \text{ Ton} = 395.94 \text{ Ton}$$

$$V_y = 0.12225467 * 4\,691.60 \text{ Ton} = 573.57 \text{ Ton}$$

Conocido los valores de las fuerzas cortantes en la base según el método estático, se calculó el 90% de ellos, y esos valores se escalaron en los valores de las cortantes en la base del método dinámico.

$$V_x \text{ al } 90\% = 356.35 \text{ Ton}$$

$$V_y \text{ al } 90\% = 516.21 \text{ Ton}$$

6.4. ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se hizo considerando que la estructura sigue un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en cada dirección horizontal definido en la N.T.E. E-030 por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

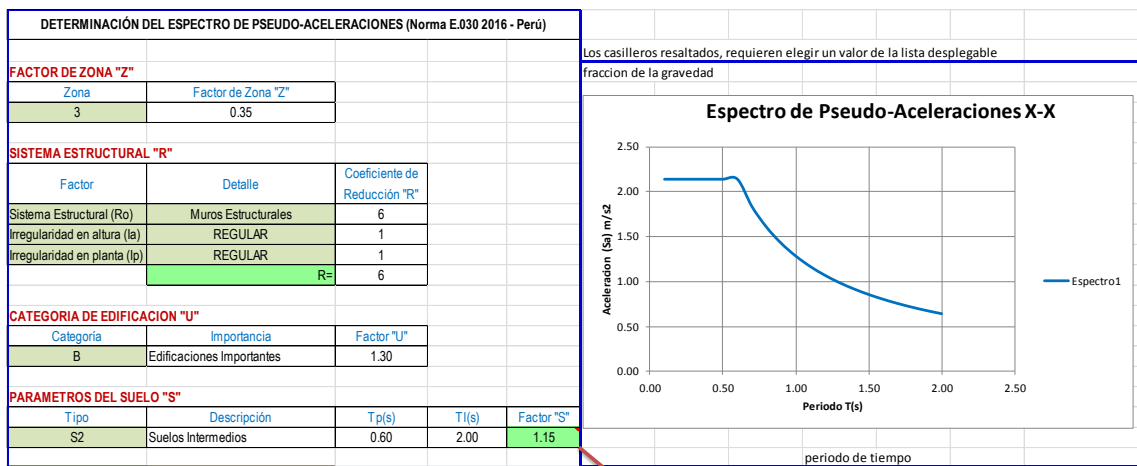


Figura 19: Espectro de pseudo aceleraciones para el eje XX

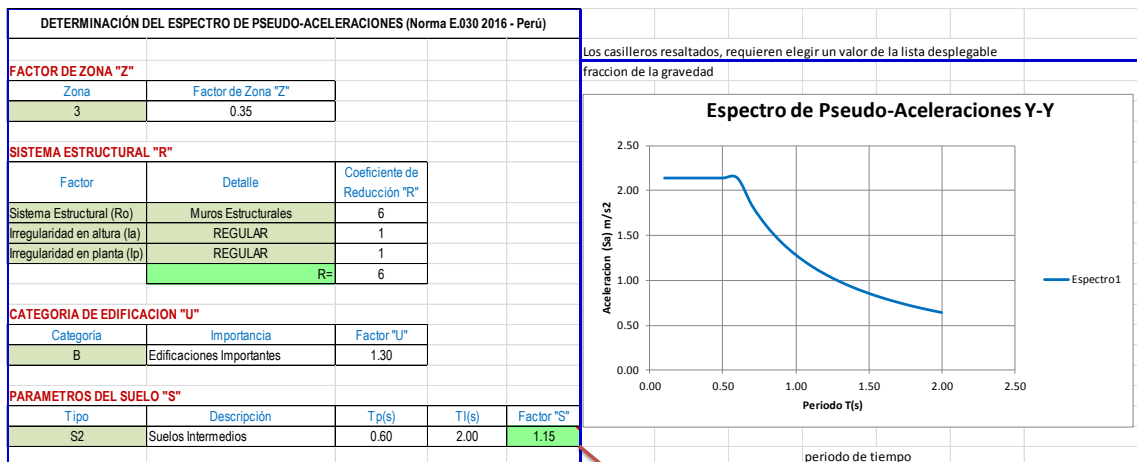


Figura 20: Espectro de pseudo aceleraciones para el eje YY

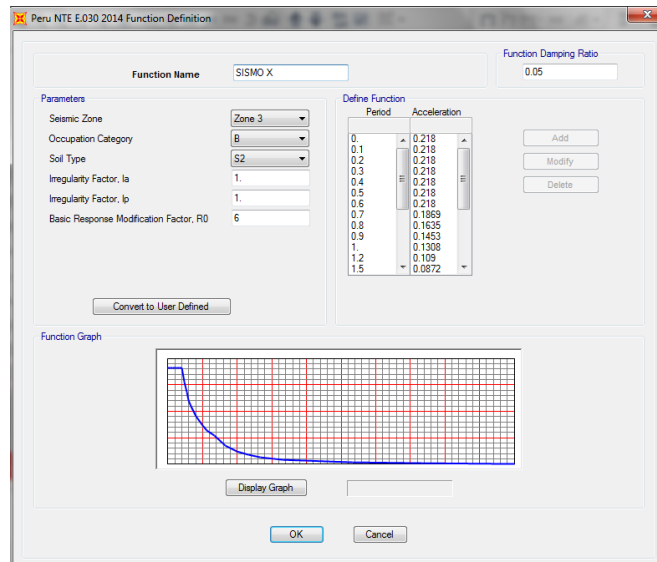


Figura 21: Espectro de pseudo aceleraciones para el eje XX (SAP 2000)

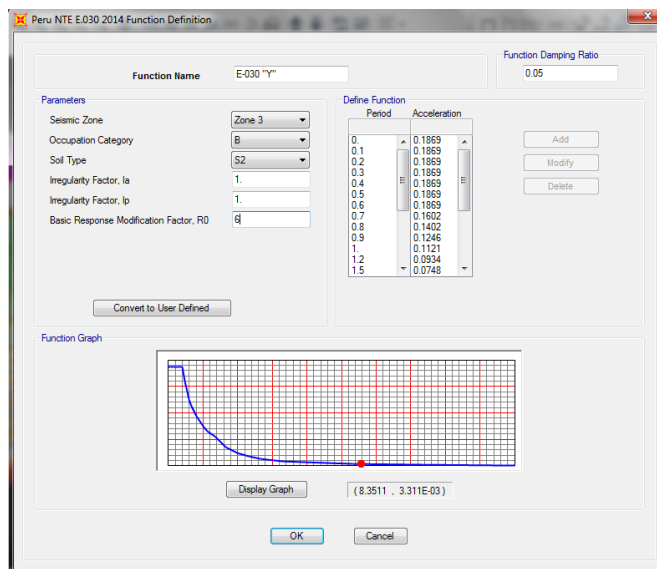


Figura 22: Espectro de pseudo aceleraciones para el eje YY (SAP 2000)

El espectro fue aplicado en el programa SAP 2000, para simular el efecto del sismo en la dirección X e Y, sobre la edificación.

Según la norma se debe considerar como fuerza cortante mínima en la base para cada dirección de 80% si la edificación es regular y de 90% si es irregular.

De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con lo establecido.

6.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Modos y periodos resultantes

Con el uso del programa SAP 2000, se efectuó el análisis de modos y periodos utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) de los defectos individuales de todos los modos.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.5496	0.970955	0.008576	0.000108	0.570955	0.008576	0.000108	0.002876	0.289217	0.129534	0.002876	0.289217	0.129534
MODAL	Mode	2	1.067831	0.005003	0.9483	0.000104	0.575958	0.656876	0.000212	0.28852	0.003389	0.003279	0.291396	0.292606	0.132813
MODAL	Mode	3	0.890763	0.080042	0.000868	0.000227	0.656001	0.657744	0.000439	0.000023	0.075955	0.903344	0.291419	0.368561	0.636157
MODAL	Mode	4	0.45269	0.118937	0.001347	0.000004702	0.774938	0.659091	0.000444	0.004294	0.213859	0.011558	0.295713	0.582421	0.647715
MODAL	Mode	5	0.293953	0.001172	0.143279	0.000311	0.776109	0.80237	0.000755	0.216537	0.002545	0.003116	0.51225	0.584966	0.650831
MODAL	Mode	6	0.255298	0.045328	0.000785	3.202E-09	0.821438	0.803155	0.000755	0.001025	0.038047	0.157679	0.513275	0.623013	0.80851
MODAL	Mode	7	0.22822	0.043759	0.000957	0.000588	0.865197	0.804112	0.001343	0.000423	0.056845	0.001106	0.513699	0.679858	0.809616
MODAL	Mode	8	0.188584	0.000009671	0.000659	0.204232	0.865206	0.804771	0.205574	0.043723	0.000018	0.000032	0.557422	0.680037	0.809648
MODAL	Mode	9	0.156866	0.000254	0.015296	0.000565	0.86546	0.820068	0.206139	0.010934	4.055E-07	0.007844	0.568356	0.680038	0.817492
MODAL	Mode	10	0.150618	0.001099	0.001727	0.453498	0.866559	0.821794	0.659637	0.014476	0.000889	0.000696	0.582831	0.680926	0.818188
MODAL	Mode	11	0.145322	0.007939	0.00727	0.037229	0.874498	0.829064	0.696866	0.014545	0.021177	0.00797	0.597376	0.702103	0.826158
MODAL	Mode	12	0.13557	0.000101	0.00044	0.009006	0.8746	0.829504	0.705872	0.038394	0.00007	0.000055	0.63577	0.702173	0.826213

Figura 23: Tabla de participación de masa modal

Para la dirección X:

- El periodo es el modo 1, donde el periodo es $T=1.55$, con un porcentaje de masa participativa de 97%.

Para la dirección Y:

- El periodo es el modo 2, donde el periodo es $T=1.07$, con un porcentaje de masa participativa de 94.48%.

Desplazamientos laterales

Del análisis dinámico y la superposición modal se hallaron los desplazamientos elásticos y lineales de la estructura. Para hallar los

desplazamientos máximos esperados se multiplican los resultados por el coeficiente de reducción sísmica (R) y además por 0.75 según indica la norma.

Para el caso de edificios de concreto armado, la Norma Peruana E030 establece que la deriva de entre piso debe ser menor a 0.007 (Artículo 5.2).

CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS POR PISO (SAP 2000) EN "XX"			CORRECCIÓN POR ANALISIS ELASTICO (art. 5.1 - E030)			Xi=0.75*R*Xi Rx= 6	
NIVEL	Xi (cm)	H. Entrepiso (cm)					
Sotano	0.02	280		0.090	cm	Sotano	
Mezanine/2	0.09	280		0.405	cm	Mezanine/2	
3	0.18	280		0.810	cm	3	
4	0.28	280		1.260	cm	4	
5	0.38	280		1.710	cm	5	
6	0.49	280		2.205	cm	6	
7	0.60	280		2.700	cm	7	
8	0.71	280	Xi =	3.195	cm	8	
9	0.83	280		3.735	cm	9	
10	0.95	280		4.275	cm	10	
11	1.07	280		4.815	cm	11	
Piso azotea	1.20	280		5.400	cm	Piso azotea	
Techo de Azotea	1.36	280		6.120	cm	Techo de Azotea	

VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES XX NORMA E030			Material= 0.007			Tabla N° 11 LIMITE PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO	
	Desplazamiento Real	Desplazamiento según RNE	Comprobación	N° Pisos	Distorsion entre piso	Material Predominante	(Δ _i / h _{pi})
	0.090	1.96	OK!!	Sotano	0.000071	Concreto Armado	0.007
	0.315	1.96	OK!!	Mezanine/2	0.000321	Acero	0.010
	0.405	1.96	OK!!	3	0.000643	Albañilería	0.005
	0.450	1.96	OK!!	4	0.001000	Madera	0.010
	0.450	1.96	OK!!	5	0.001357	Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005
	0.495	1.96	OK!!	6	0.001750		
	0.495	1.96	OK!!	7	0.002143		
	0.495	1.96	OK!!	8	0.002536		
	0.540	1.96	OK!!	9	0.002964		
	0.540	1.96	OK!!	10	0.003393		
	0.540	1.96	OK!!	11	0.003821		
	0.585	1.96	OK!!	Piso azotea	0.004286		
	0.720	1.96	OK!!	Techo de Azotea	0.004857		
D.Lat.d=		≤					
					0.002242	promedio	

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

Figura 24: desplazamientos laterales por piso eje XX. (Rx=6)

CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS POR PISO (SAP 2000) EN "YY"			CORRECCIÓN POR ANALISIS ELASTICO			Yi=0.75*R*Yi Ry= 6	
NIVEL	Yi (cm)	H. Entrepiso (cm)					
Sotano	0.0014	280		0.006	cm	Sotano	
Mezanine/2	0.0066	280		0.030	cm	Mezanine/2	
3	0.0217	280		0.098	cm	3	
4	0.0455	280		0.205	cm	4	
5	0.0777	280		0.350	cm	5	
6	0.1155	280		0.520	cm	6	
7	0.1577	280		0.710	cm	7	
8	0.2035	280	Yi =	0.916	cm	8	
9	0.2516	280		1.132	cm	9	
10	0.3006	280		1.353	cm	10	
11	0.3492	280		1.571	cm	11	
Piso azotea	0.3963	280		1.783	cm	Piso azotea	
Techo de Azotea	0.4293	280		1.932	cm	Techo de Azotea	

VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES YY NORMA E0.30			Material= 0.007		
	Desplazamiento Real	Desplazamiento según RNE	Comprobación	Nº Pisos	Distorsion entre piso
	0.006	1.96	OK!!	Sotano	0.000005
	0.023	1.96	OK!!	Mezanine/2	0.000024
	0.068	1.96	OK!!	3	0.000078
	0.107	1.96	OK!!	4	0.000163
	0.145	1.96	OK!!	5	0.000278
	0.170	1.96	OK!!	6	0.000413
	0.190	1.96	OK!!	7	0.000563
D.Lat.d=	0.206	1.96	OK!!	8	0.000727
	0.216	1.96	OK!!	9	0.000899
	0.221	1.96	OK!!	10	0.001074
	0.219	1.96	OK!!	11	0.001247
	0.212	1.96	OK!!	Piso azotea	0.001415
	0.149	1.96	OK!!	Techo de Azotea	0.001533
					0.000647 promedio

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

Figura 25: desplazamientos laterales por piso eje YY. (Ry=6)

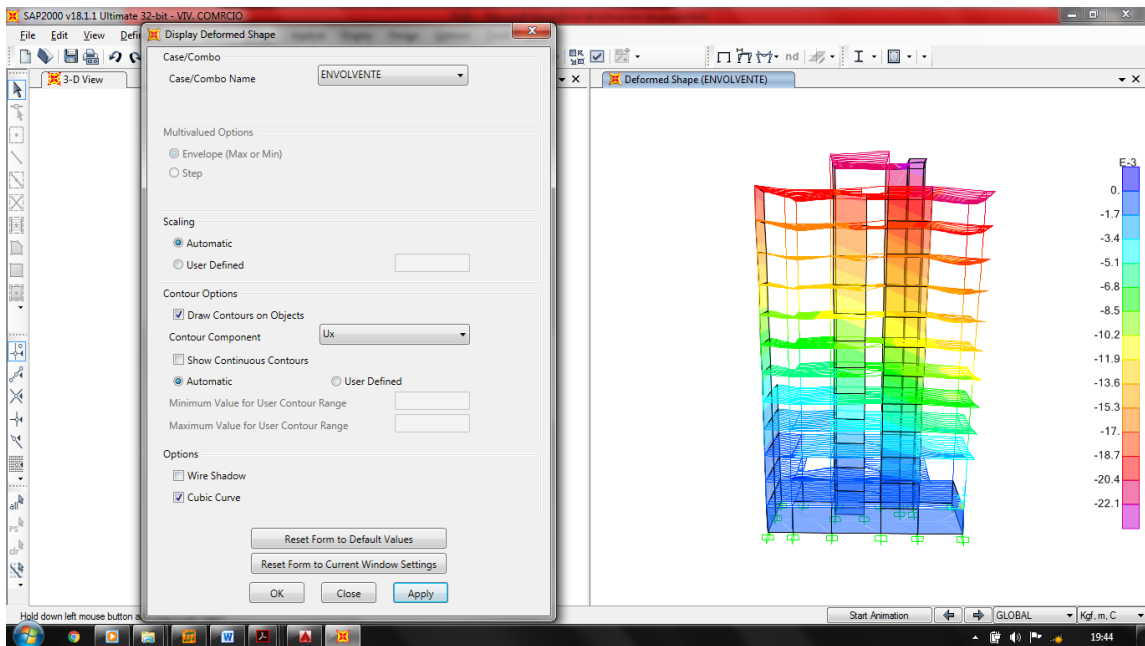


Figura 26: desplazamiento máximo del edificio generado por la envolvente

Junta de separación sísmica

Se realiza con la finalidad de evitar contacto de la estructura con edificaciones adyacentes durante un sismo. La distancia mínima "S", debe ser:

- Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$S = 0.006 \cdot h \geq 0.03 \text{ m}$$

Dónde:

h: Es la altura del edificio medida desde el nivel de terreno natural hasta el nivel donde se va a evaluar la junta.

$$S = 0.006 \cdot 34.20 = 0.2052 \text{ m}$$

La norma específica que la distancia de separación entre construcciones adyacentes no será menor que los 2/3 del desplazamiento calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco será menor que S/2. Por lo tanto el valor mínimo de la junta debe ser:

- $(2/3) \cdot 1.36 = 0.90 \text{ cm}$
- $(20.52) / 2 = 10.26 \text{ cm}$

Dándole la interpretación a la norma; la separación mínima entre edificios adyacentes a este sería el doble a lo calculado 20.52 cm.

Determinación de la regularidad de la estructura

La norma sismo resistente E030, indica que los coeficientes de reducción R, deben multiplicarse por 0.75 en caso la estructura califique como irregular. Para determinar la irregularidad se debe verificar que:

- Irregularidad de rigidez. “No presenta irregularidad”, ya que las distorsiones de entre piso (deriva), no son mayores que 1.4 veces al entrepiso inmediato superior.

VERIFICACION DE IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO												
Label	Unique Narr	d Case/C	UX	UY	UZ	eje X		verificacion en X	eje y		verificacion en Y	
			m	m	m	metros	deriva		metros	deriva		
4	298 SX		0.1138	-0.00638	-0.00259	0.0180742	0.005315935		0.0147101	0.0043265		
1	64 SX		0.1076	-0.01057	0.0025	0.0155461	0.005552177	1.044440372	0.0138425	0.0049438	1.142665775	
1	156 SX		0.09989	-0.0108	0.00248	0.0141069	0.005038172	0.907422849	0.0127857	0.0045663	0.923653831	
1	179 SX		0.09138	-0.0108	0.00242	0.0125947	0.004498109	8.93E-01	0.0116277	0.0041528	9.09E-01	
1	202 SX		0.08193	-0.01047	0.00232	0.0110116	0.003932718	8.74E-01	0.0110116	0.0039327	9.47E-01	
1	225 SX		0.0716	-0.00981	0.00219	0.0093691	0.003346111	8.51E-01	0.0090044	0.0032159	8.18E-01	
1	248 SX		0.06054	-0.00882	0.00203	0.0076948	0.002748149	8.21E-01	0.0075624	0.0027008	8.40E-01	
1	271 SX		0.04897	-0.00755	0.00182	0.0060285	0.00215303	7.83E-01	0.0060726	0.0021688	8.03E-01	
1	145 SX		0.03715	-0.00599	0.00157	0.0044617	0.001593448	7.40E-01	0.0045837	0.001637	7.55E-01	
1	146 SX		0.02545	-0.0042	0.00129	0.0029679	0.001059957	6.65E-01	0.0031596	0.0011284	6.89E-01	
1	80 SX		0.01464	-0.00238	0.00097	0.0016706	0.000596653	5.63E-01	0.0018573	0.0006633	5.88E-01	
1	22 SX		0.00579	-0.00085	0.00063	0.0006681	0.000238602	4.00E-01	0.0007521	0.0002686	4.05E-01	
1	1 SX		0.0008	-1.5E-05	0.00028	0.0001064	3.80E-05	1.59E-01	4.47E-05	1.596E-05	5.94E-02	
								REGULAR			REGULAR	

- Irregularidad por masa o peso. “no presenta irregularidad”, ya que en la verificación ningún piso adyacente es mayor que 1.5 veces el piso.

VERIFICACION DE IRREGULARIDAD DE MASA O PESO							
TABLE: Mass Summary by Diaphragm							VERIFICACION
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center	piso sup / piso inf.
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	kgf-m-s ²	m	m	
T.azotea	D13	5806.15	5806.15	80236.24	3.384	9.5196	
T.10º piso	D12	17071.94	17071.94	766673.61	2.7651	8.7971	0.34 OK!!
T.9º piso	D11	17721.72	17721.72	804757.9	2.764	8.8714	0.96 OK!!
T.8º piso	D10	17721.72	17721.72	804757.9	2.764	8.8714	1.00 OK!!
T.7º piso	D9	17721.72	17721.72	804757.9	2.764	8.8714	1.00 OK!!
T.6º piso	D8	17721.72	17721.72	804757.9	2.764	8.8714	1.00 OK!!
T.5º piso	D7	17721.72	17721.72	804757.9	2.764	8.8714	1.00 OK!!
T.4º piso	D6	17721.72	17721.72	804757.9	2.764	8.8714	1.00 OK!!
T.3º piso	D5	20675.05	20675.05	981575.4	2.7975	9.3756	0.86 OK!!
T.2º piso	D4	20705.92	20705.92	985068.41	2.802	9.3909	1.00 OK!!
T.Mezanine	D3	20877.43	20877.43	1001492.9	2.8026	9.3137	0.99 OK!!
T.1º piso	D2	15060.97	15060.97	504233.75	2.6148	11.2774	1.39 OK!!
T.sotano	D1	27522.68	27522.68	1309638.69	2.819	9.7868	

- Irregularidad de la geometría vertical, no presenta variación geométrica vertical.
- Discontinuidad en los sistemas resistentes, no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes.
- Irregularidad torsional, (Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en el artículo 5.2 de la norma E-30) por lo tanto; no presenta irregularidad torsional.
- Esquinas entrantes, no presenta esquinas entrantes.
- Discontinuidad en diafragma, no presenta discontinuidad de diafragma como se puede observar en ninguna de las losas, ya que la estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Techo del sótano	área m2 125.20	100.00%
escaleras 1	7.38	5.89%
ducto	0.52	0.42%
ascensor	2.52	2.01%
	total	8.32%

Techo del 1° piso	area m2 103.29	100.00%
escaleras 1	7.38	7.14%
escaleras 2	8.50	8.23%
ducto	0.52	0.51%
ascensor	2.52	2.44%
	total	18.31%

Techo del mezanine al 4° piso	area m2 128.96	100.00%
escaleras 1	7.38	5.72%
3 ductos	0.90	0.70%
ducto	0.52	0.41%
ascensor	2.52	1.95%
	total	8.78%

Techo del 5° al 11° piso	area m2 122.45	100.00%
escaleras 1	7.38	6.02%
3 ductos	0.90	0.73%
ducto	4.55	3.72%
ascensor	2.52	2.06%
	total	12.53%

CAPITULO VII: DISEÑO DE PRINCIPALES ELEMENTOS

7.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA DEL TECHO DEL SOTANO

Las losas en general, aligeradas o macizas son elementos que forman los pisos y techos de las edificaciones, separando a dos niveles consecutivos las cuales se apoyan sobre vigas o muros estructurales. Estructuralmente tienen la función de transmitir hacia las vigas las cargas propias de la losa, el piso terminado, sobrecargas, tabiques u otros elementos apoyados, otra función es unir la estructura uniformemente en cada piso ante la acción de los sismos, logrando que las columnas y muros sufran una deformación uniforme en cada nivel.

El análisis presentado corresponde a la aplicación de cargas de gravedad según las combinaciones de la norma E.060 concreto armado.

Se tiene como sección típica pre dimensionada la losa aligerada de 25cm.

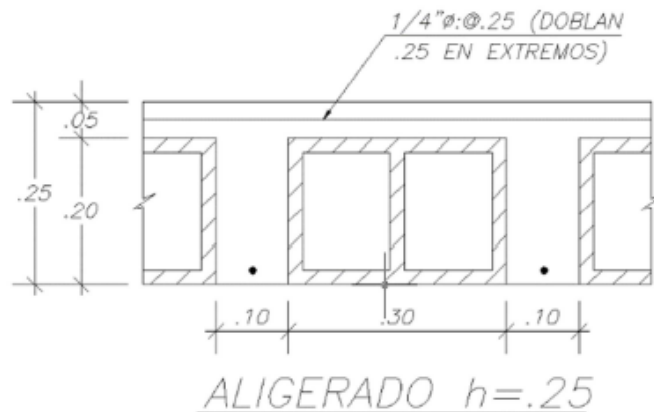


Figura 27: Losa aligerada de 25cm de espesor

Las viguetas trabajan como una viga de sección "T" con las dimensiones que se pueden apreciar en la siguiente figura.

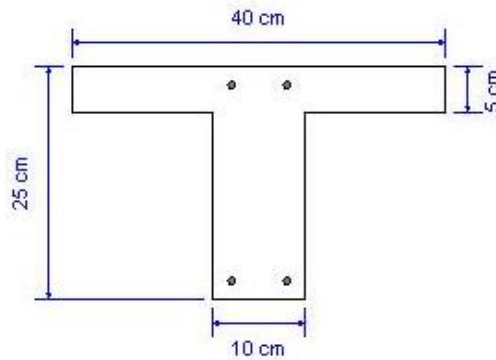


Figura 28: Vigueta de aligerado de sección "T"

En caso de sobrepasar la capacidad de la sección por corte o flexión, es posible mejorar la capacidad de las viguetas mediante ensanches alternados o corridos. Los cuales se ubican en zonas colindantes a los apoyos de los aligerados, para generar los ensanches se procede a retirar los ladrillos y reemplazar por concreto vaciado en sitio.

Del metrado de cargas se sabe:

Peso propio	0.35	T/m ²
Falso piso	0.10	T/m ²
Tabiquería	0.20	T/m ²
Acabados	0.10	T/m ²
Vigas	0.10	T/m ²
Columnas	0.10	T/m ²
	CM = 0.95	T/m ²
S/C (Comercio)	CV = 0.50	T/M ²
Carga Ultima Unitaria (ancho tributario 0.40m)	Wu = 0.87	T/ml

La carga última fue multiplicada por 0.40m que es el ancho tributario que carga cada vigueta. Por tanto la carga última resulto luego de considerar la combinación de: $1.4CM + 1.7 CV$ como crítica, ($Wu = 0.87 T/m$)

7.1.1. Diseño Por Flexión Viguetas

$$Mu = \phi w * f_c * b * d^2 (1 - 0,59w)$$

d =	22	cm	$p_{max} =$	0.0159
f'c=	210	kg/cm ²	$W_{max} =$	0.3188
fy=	4200	kg/cm ²	$M_{umax} =$	2.37 T-m

Para W =		0.87 T/ml								
	FACTOR	LONG (m)	MU (T-m)	b (cm)	d (cm)	$\rho = Mu / (f_c * b * d^2)$	$w = p * f_y / f_c$	p	$A_s = (\rho) * b * d$	
A	1/24	5.26	1.01	10.00	22.00	0.099	1.577	0.118	0.00592	1.30
B	1/9	5.26	2.68	10.00	22.00	0.264	1.317	0.378	0.01888	4.15
C	1/9	5.26	2.68	10.00	22.00	0.264	1.317	0.378	0.01888	4.15
D	1/9	5.26	2.68	10.00	22.00	0.264	1.317	0.378	0.01888	4.15
E	1/9	5.26	2.68	10.00	22.00	0.264	1.317	0.378	0.01888	4.15
F	1/24	3.41	0.42	10.00	22.00	0.042	1.647	0.048	0.00238	0.52
TRAMO A-B	1/11	4.45	1.57	40.00	22.00	0.039	1.651	0.044	0.00221	1.94
TRAMO B-C	1/16	3.70	0.75	40.00	22.00	0.018	1.674	0.021	0.00103	0.91
TRAMO C-D	1/16	4.95	1.34	40.00	22.00	0.033	1.658	0.037	0.00187	1.64
TRAMO D-E	1/16	3.95	0.85	40.00	22.00	0.021	1.671	0.024	0.00118	1.04
TRAMO E-F	1/11	2.55	0.52	40.00	22.00	0.013	1.681	0.014	0.00071	0.63

7.1.2. Verificación Por Corte

$$V_u = 1.15 W \cdot L_n / 2$$

Ln (m) =	4.45	4.45
W (T/ml) =	0.87	0.87
Vud (T) =	1.91	1.91
ØVc (T) =	1.44	1.44
Ensanchar vigueta	No	No

7.1.3. Resultado Del Diseño Del Aligerado En El SAFE 2016

Se realizó un modelo en el programa SAFE 2016, de cada una de las losas aligeradas de todo el edificio, considerando apoyos articulados en las vigas. El análisis permite obtener con precisión los momentos y fuerzas cortantes a lo largo de las viguetas.

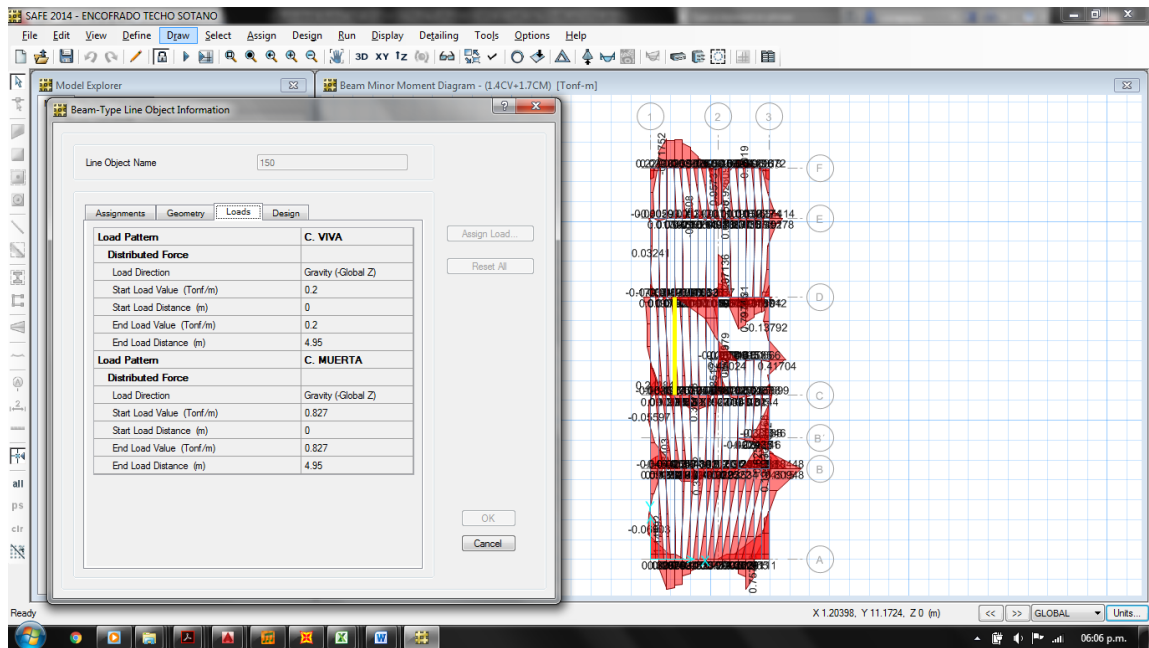


Figura 29: Modelo de losa aligera del techo del sótano (ton.m)



Figura 30: Corte de vigueta más larga entre los eje C y D.

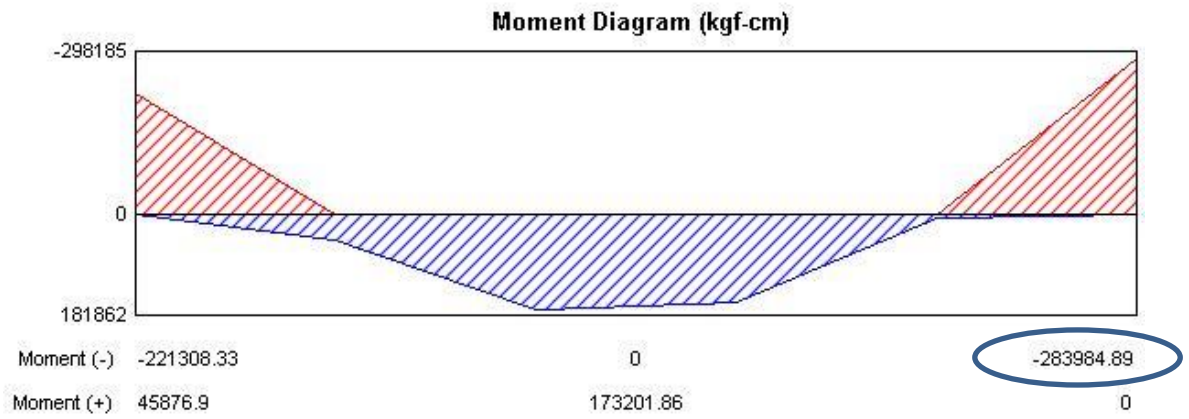


Figura 31: Diagrama de momento flector vigueta (Kgf.cm)

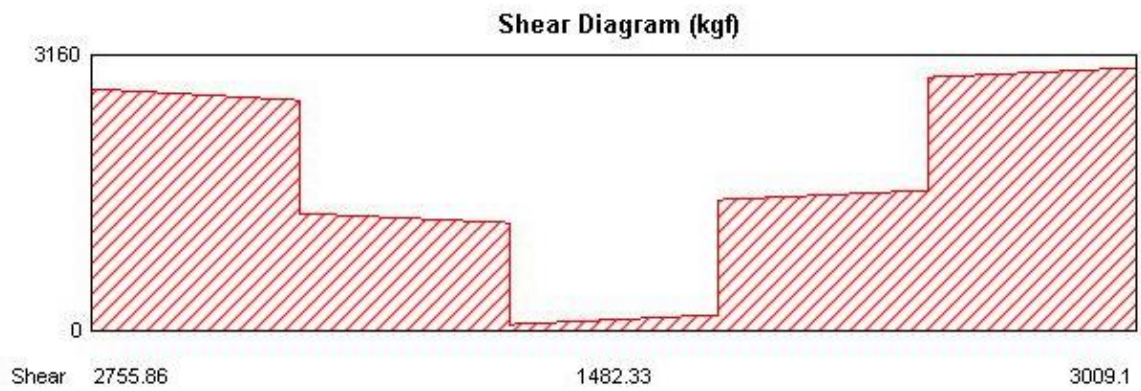


Figura 32: Diagrama de fuerza cortante vigueta (Kgf)

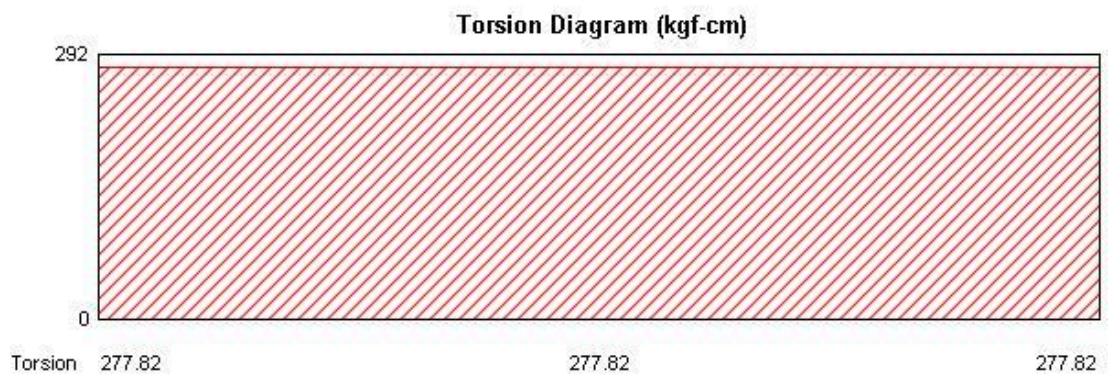


Figura 33: Diagrama torsional vigueta (Kgf.cm)

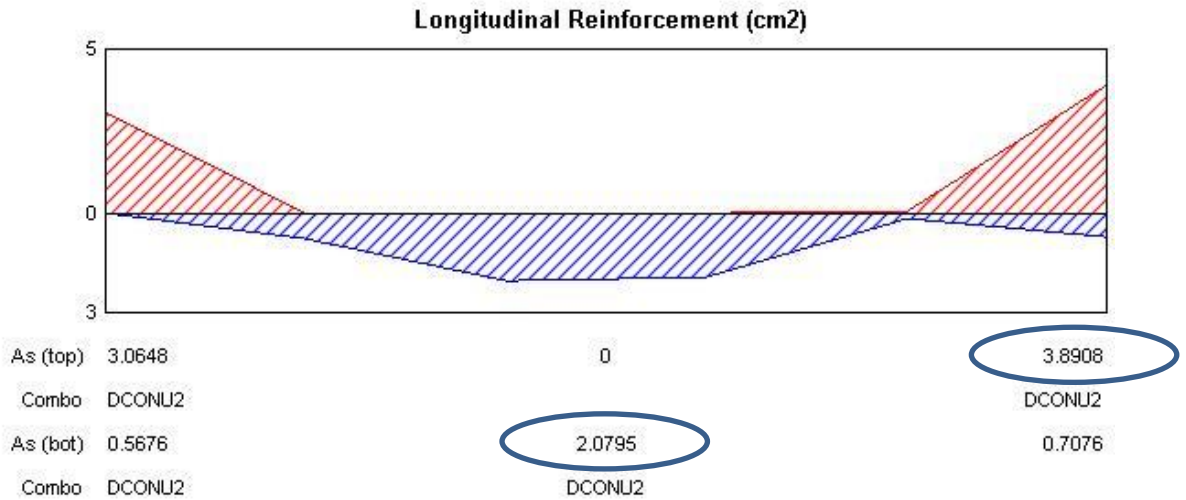
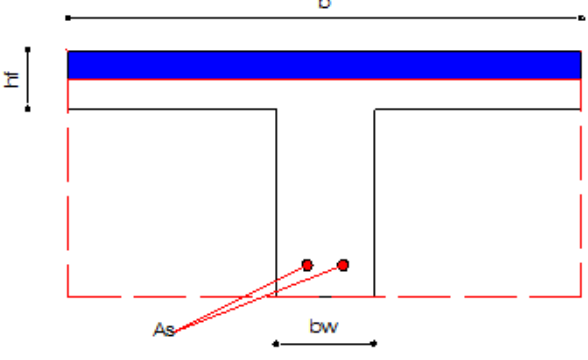


Figura 34: Refuerzo longitudinal para la vigueta (cm²)

En la figura se observan los resultados generados por el software en donde se indica que para los refuerzos negativos se requiere 3.89 cm² y 2.07 cm² para el refuerzo positivo, lo que conlleva a la propuesta del uso de 2 Ø 5/8" y 1 Ø 5/8", para los refuerzos negativos y positivos respectivamente.

7.1.4. Verificación De Acero Para Viguetas



$$As1 = \frac{Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot fy \cdot d}$$

$$As2 \leq \left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot hf}{fy \cdot d} \right) \cdot b \cdot d$$

$$As = \min (As1, As2).$$

As adoptado = 3.93 cm² = 2 Ø de 5
 a = 2.31 cm

Ejemplo:
 H (cm) = 25
 hf (cm) = 5
 bw (cm) = 10
 b (cm) = 40
 dc (cm) = 2.5
 f'c (Kg/cm²) = 210
 fy (Kg/cm²) = 4200
 Mu (Tn.m) = 2.84
 As1 (cm²) = 3.93 cm²
 As2 (cm²) = 0.09 cm²
 As (cm) = 3.93
 As (min) = 0.75 cm²

El área de acero requerido es de 3.93 cm², por lo que se disponen 2 varillas de 5/8" (4 cm²), para las viguetas.

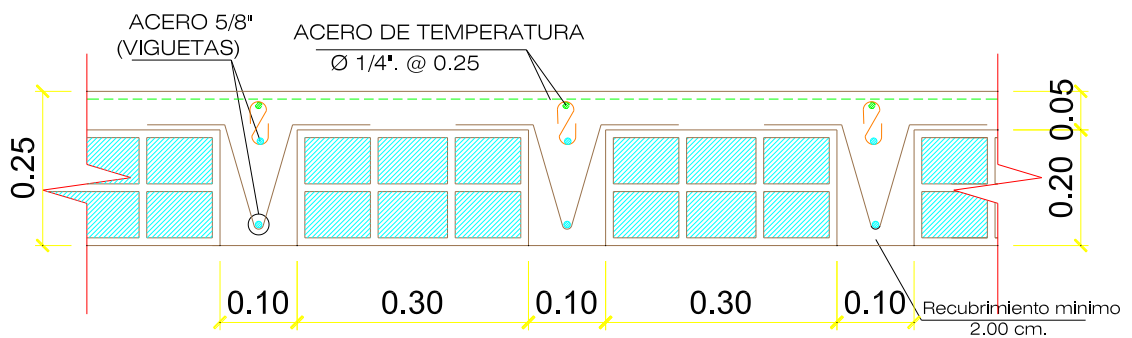


Figura 35: Armado de viguetas en losa típica de H=25cm.

7.1.5. Verificación De Deflexiones

Según la Norma Peruana E.060 (art. 9.6), será posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en este caso las losas aligeradas, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$H \geq L/21$$

Dónde:

H = Espesor o peralte mínimo

L = Distancia a ejes de los apoyos

En este caso, la mayor longitud del aligerado es la correspondiente al paño comprendido entre el eje C – D, donde la longitud es igual a 4.95m, por lo tanto:

$$L/21 = 4.95/21 = 0.236$$

Se sabe que H en nuestro proyecto es 0.25m.

Finalmente, no se verificarán deflexiones en las losas aligeradas ya que:

$$H > 0.236$$

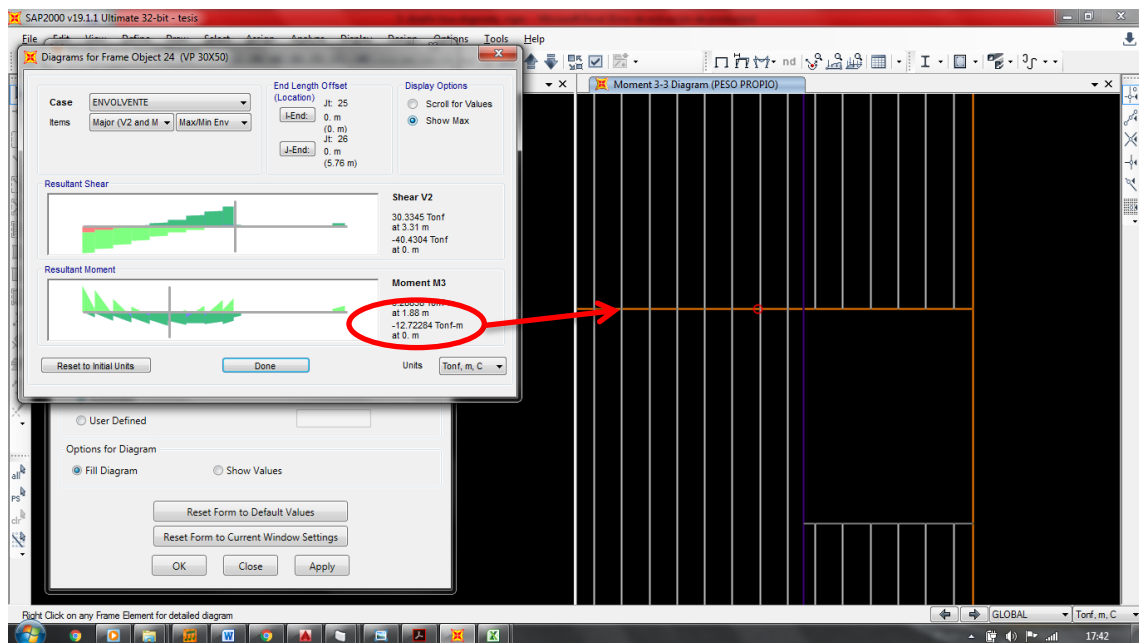
7.2. DISEÑO DE VIGA PERALTADA (0.30X050) DEL EJE D-D

Las vigas son elementos estructurales que reciben las cargas de gravedad de las losas, tabiques y las transmiten a las columnas y muros de corte, apoyándose en ellas formando pórticos, al formar pórticos las vigas poseen rigidez lateral y son importantes en el sistema sismo resistente en la estructura, ya que absorben los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en el que se encuentran.

Las vigas deben ser diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y cortante considerando las cargas muertas, vivas y las cargas de sismo que absorben.

Se presenta como ejemplo el diseño la viga del eje D, de sección 0.30x0.50m de los encofrados típicos.

Se realizó el modelo en el programa SAP2000. El resultado del análisis permitirá obtener con precisión los momentos y fuerzas cortantes a lo largo de las vigas.



	(T-m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ²)
1	12.72	30	44	6.48	8.26
3	3.20	30	44	1.52	1.96
1'-3	12.72	30	44	6.48	8.26

7.2.4. Diseño Por Corte

Material $f'_c = 210$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²

Sección: $b = 30$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 44$ cm
 $V_u = 40.43$ T

Comb.(Envolvente)

7.2.5. Constantes De Diseño

Cortante resistido por el refuerzo

$$V_u = < 0.85 \cdot V_n$$

$$\text{donde } V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_u/0.85 - V_c$$

Maximo cortante admisible de la sección

$$V_s \text{ Max} = 2.1 (f'_c)^{1/2} = 30.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante en la sección

$$v_u = V_u/\phi b \cdot d = 36.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante admisible en el concreto

$$V_c = 0.53 (f'_c)^{1/2} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante total que toma el concreto

$$V_c = 0.53 (f'_c)^{1/2} \cdot b \cdot d = 10.14 \text{ T}$$

Separación de los estribos en una sección ubicada a una distancia "d" de la cara del apoyo

$$A_v = V_s \cdot S / f_y \cdot d$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

Limitaciones de separación

$$\text{para estribos de } 3/8" \quad A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{max.}} = A_v \cdot f_y / 3.5 \cdot b = 28.4 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max.}} = A_v / 0.0015 \cdot b = 25.8 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max.}} = d/2 = 22 \text{ cm}$$

$$s_{\text{min.}} = d/4 = 11 \text{ cm}$$

$$\text{Long. Estribada minima} = L = 2d = 0.88 \text{ m}$$

APOYO	V _{ud}	V _s	S	Disposición adoptada
1	40.43	37.43	3.5	1@0.05,8@0.125 R@ 0.25
3	40.43	37.43	3.5	1@0.05,8@0.125 R@ 0.25

7.2.6. Resultado Del Diseño En El Sap 2000

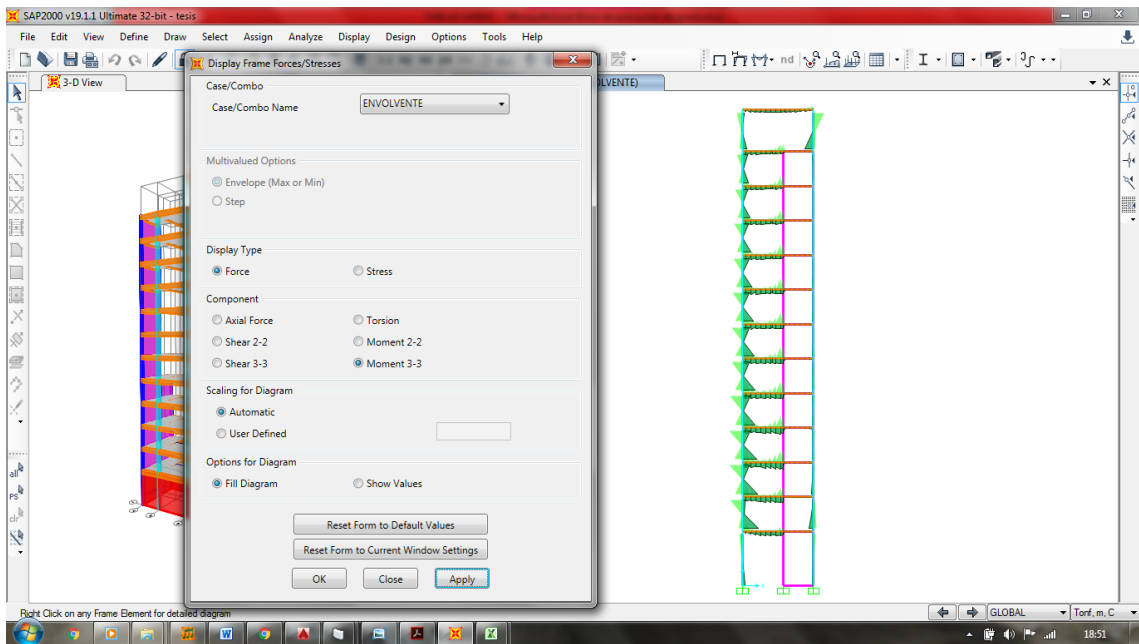


Figura 36: Diagrama de momentos p3rtico del eje D (Ton.m)

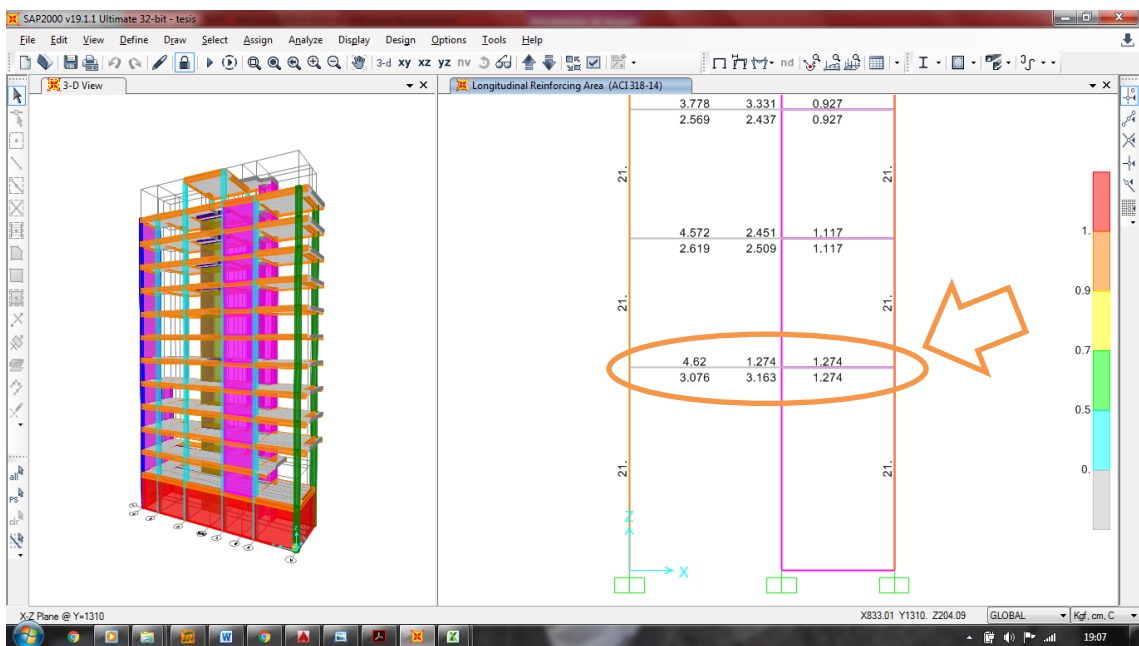
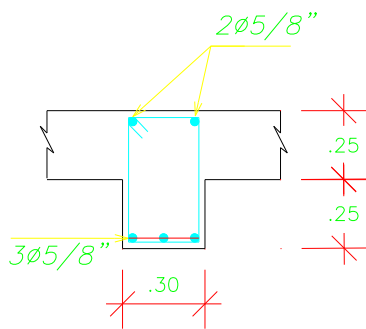
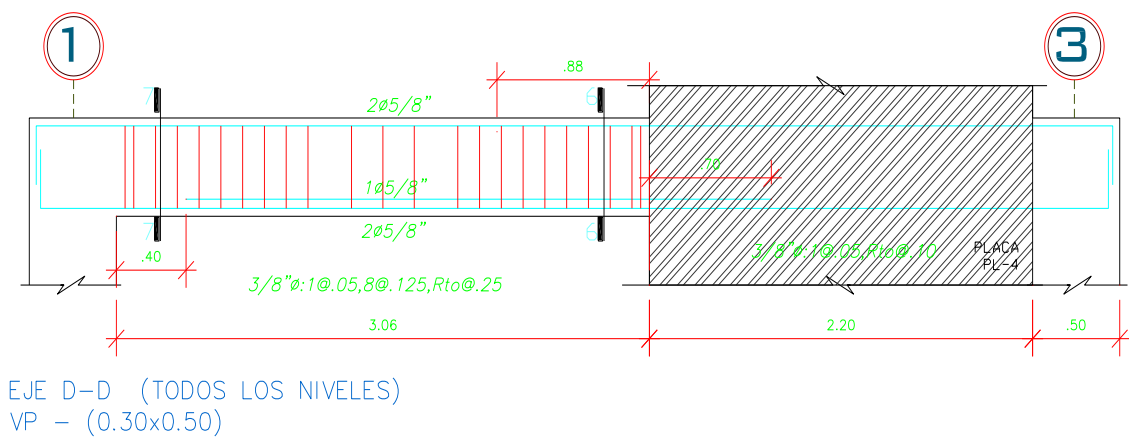


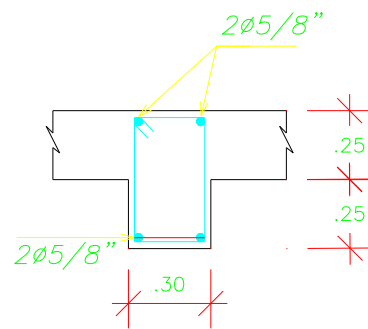
Figura 37: Acero requerido para VP del eje D-D.

La figura; muestra el resultado del acero requerido para el pórtico D-D, el software de apoyo (SAP 2000), genera el requerimiento de acero del pórtico ya afectado por las combinaciones de cargas y la envolvente.

El área de acero longitudinal requerido para las vigas en sus diferentes secciones se ha distribuido de la siguiente manera:



SECCION. 6-6



SECCION. 7-7

Figura 38: Distribución de acero en VP, del eje D-D.

7.3. DISEÑO DE LA COLUMNA "T" C2

Las columnas son elementos estructurales verticales que reciben las cargas de las vigas y las transmiten a la cimentación. Las columnas juntamente con las vigas forman pórticos proporcionando la rigidez lateral, por lo que son elementos muy importantes en el sistema sismo resistente de la estructura.

Para el diseño de las columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se denomina flexocompresión. El diseño debe cumplir con la norma de concreto armado E.060.

7.3.1. Área De La Columna

$$\text{Área} : 30 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} + 20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 2100 \text{ cm}^2$$

7.3.2. Refuerzo Máximo (Código Aci)

$$\boxed{\text{Ast} = 0.08 \times \text{Ag}}$$

$$\text{Ast} = 0.08 \times 2100 \text{ cm}^2 = 168.00 \text{ cm}^2$$

7.3.3. Refuerzo Mínimo (Código Aci)

$$\boxed{\text{Ast} = 0.01 \times \text{Ag}}$$

$$\text{Ast} = 0.01 \times 2100 \text{ cm}^2 = 21.00 \text{ cm}^2$$

7.3.4. Calculo De La Excentricidad (e)

$$M_u = 2.66 \text{ ton.m}$$

$$P_u = 68.89 \text{ ton}$$

$$e = M_u / P_u \longrightarrow 0.039 \text{ m}$$

7.3.5. Calculo de "g", para el uso de N° corte correspondiente

$$g = (T-12)/T \longrightarrow 0.80 \text{ cm (usar carta N° 51)}$$

7.3.6. Calculo de coeficientes K, e/T, m

$$k = P_u / (b \cdot T \cdot f'_c) \longrightarrow 0.219$$

$$e/T \longrightarrow 0.077$$

$$m = F_y / (0.85 \cdot f'_c) \quad 23.53$$

7.3.7. Calculo de cuantía de diseño

$$\rho_t = \rho_{tm} / m \longrightarrow 0.002975$$

Se evidencia que " $\rho_{min} > \rho_t$ ", por lo tanto la cuantía mínima de uso será con $\rho_{min} = 0.01$ (según recomendación del ACI) este: $A_{st} = 21.00 \text{ cm}^2$.

Para realizar el cálculo optaremos por reforzar la columna como se muestra:

	# de barras	Ø	Área de Acero
d1	4	5/8"	8.00 cm ²
d2	2	5/8"	4.00 cm ²
d3	4	5/8"	8.00 cm ²
d4	2	5/8"	4.00 cm ²
TOTAL			24.00 cm²
As mínimo 1% =			21.00 cm²

Se propone el uso de 12 varillas de 5/8" de diámetro por cuestiones de amarre y uniformización de la armadura.

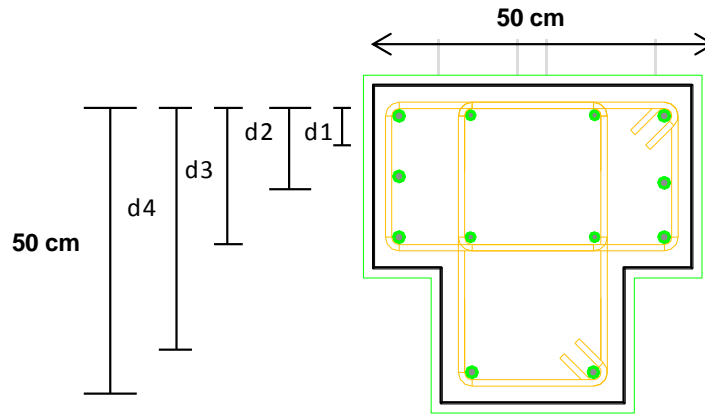


Figura 39: Disposición del acero en la columna C2

7.3.8. Diseño Por Corte

$f'_c =$	210 Kg/cm ²	$b =$	25.00 cm
$F_y =$	4200 Kg/cm ²	$h =$	30.00 cm
$E_s =$	2000000 Kg/cm ²	$d =$	26.00 cm
$r =$	4.00 cm	$L =$	3.00 cm
$\theta =$	0.85(phi)		
$E_y =$	0.0021		

$$V_c = 0.53 \times f'_c \times b_w \times d$$

$$V_c = 0.53 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 25.00 \text{ cm} \times 26.00 \text{ cm}$$

$V_c = 4992.28 \text{ Kg} = 4.99 \text{ Tn}$
--

Separación de estribos

Refuerzo longitudinal \varnothing 5/8"

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 16 \varnothing \\ D_{mín} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right. = \left. \begin{array}{l} = 25.40 \text{ cm} \\ = 24.00 \text{ cm} \\ = 25.00 \text{ cm} \end{array} \right\} = 25.00 \text{ cm}$$

Separación de estribos en zona de confinamiento

$$S_{min} \left\{ \begin{array}{l} D_{mín}/2 = 12.00 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} = 10.00 \text{ cm} \end{array} \right\} = 10.00 \text{ cm}$$

1 @ 0.05, 15 @ 0.10, r @ 0.25

7.3.9. Resultado Del Diseño De C2 Con Sap 2000

Se presenta como ejemplo el diseño de la columna C2, Se realizó un modelo en el programa SAP2000.

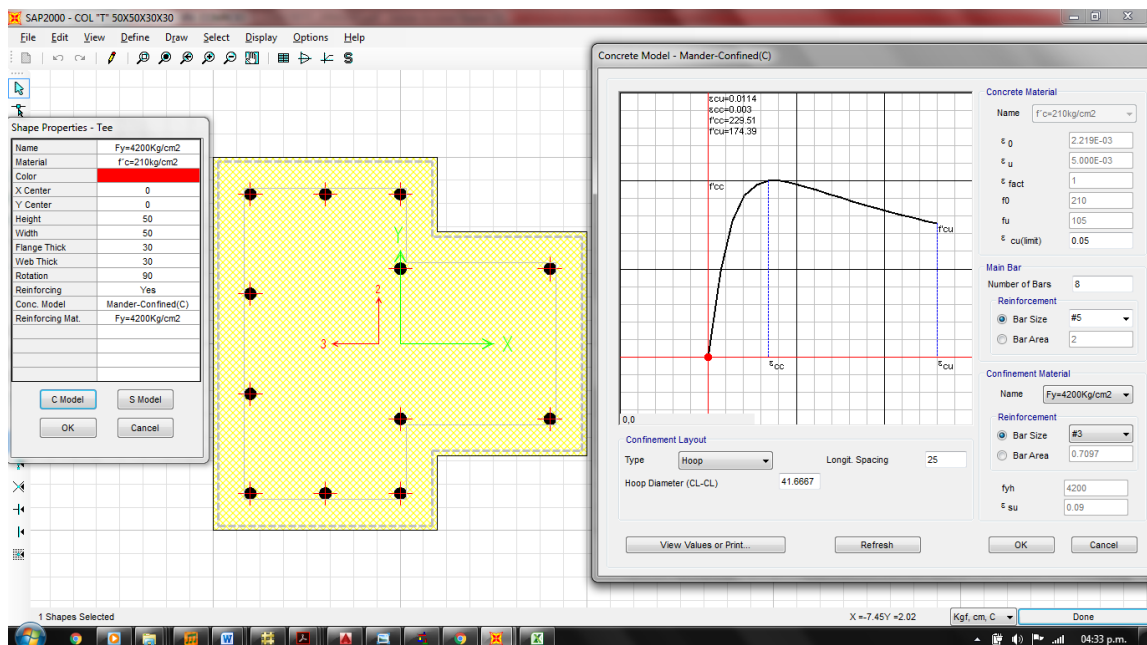


Figura 40: Columna C2, diagrama de comportamiento del concreto confinado

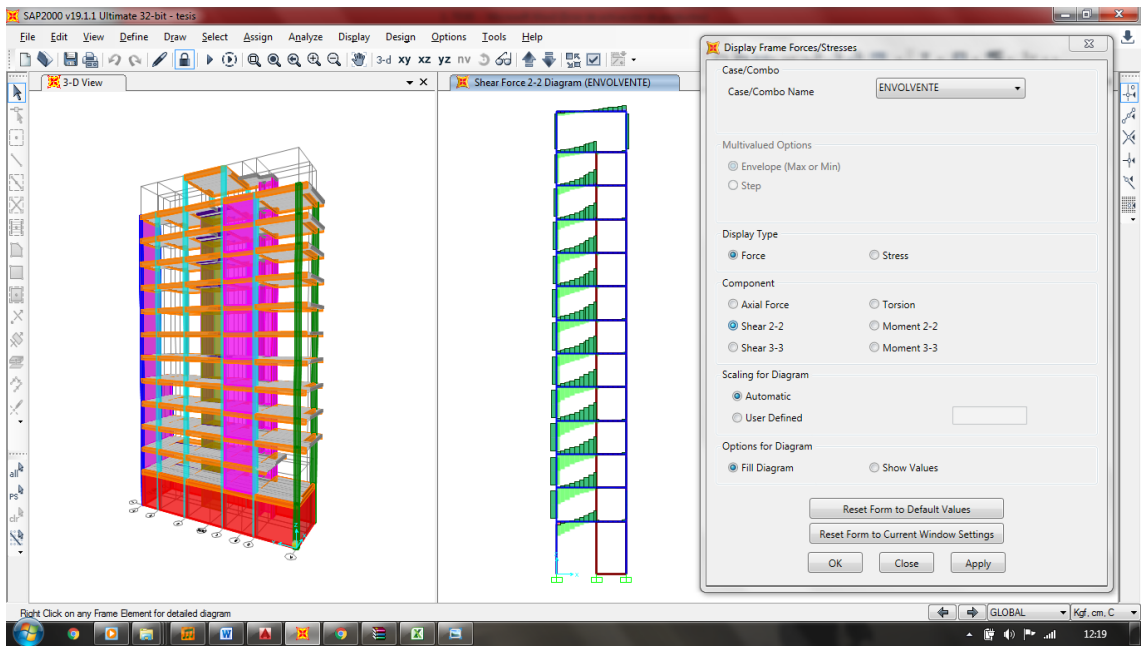


Figura 41: Fuerzas cortantes generados por la envolvente en el pórtico DD

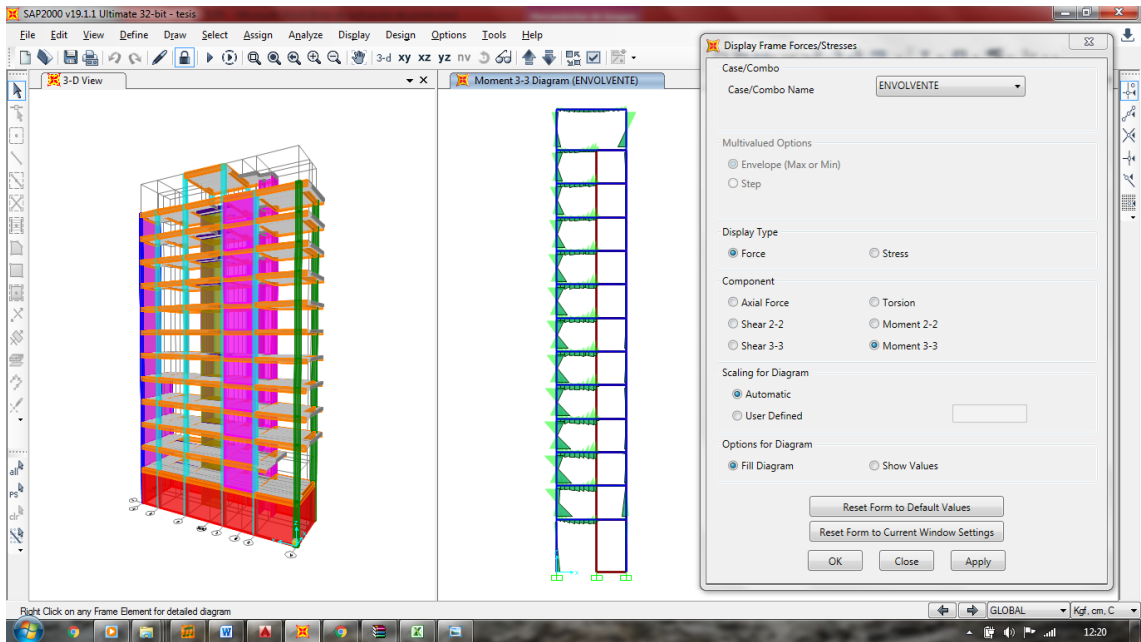


Figura 42: Momentos flectores generados por la envolvente en el pórtico DD

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3					
	Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
	0.002	1.000	210.287	0.766	-6.913

Factored & Minimum Biaxial Moments					
	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mmin	Minimum Eccentrcty
Major Bending (M3)	-6.208	0.000	-6.208	6.359	0.030
Minor Bending (M2)	0.697	0.000	0.697	6.359	0.030

Axial Force & Biaxial Moment Factors					
	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending (M3)	1.000	1.087	1.000	1.000	2.300
Minor Bending (M2)	1.000	1.099	1.000	1.000	2.300

Figura 43: Reporte generado por el SAP 2000 en (ton. y m.).

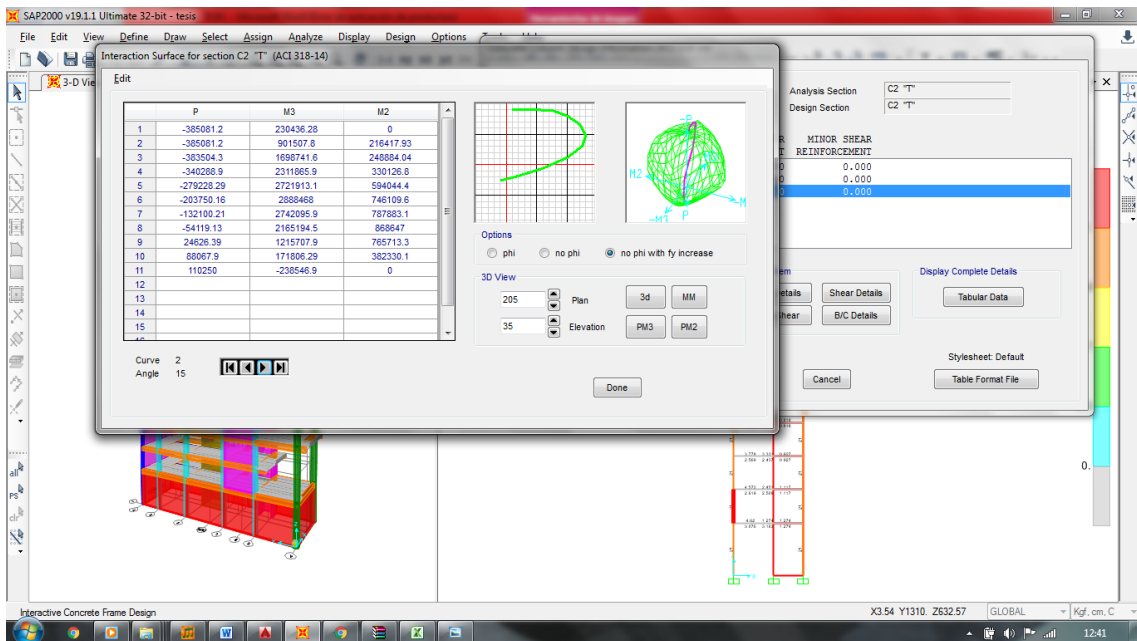


Figura 44: Diagrama de interacción de la columna C2

La figura muestra el diagrama de interacción generado de la sección reforzada, Los pares de cargas últimas (M_u , P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado. El elemento ha sido analizado para las diferentes combinaciones de carga, se puede notar que las solicitaciones

sísmicas no afectan el comportamiento de dicha columna, debido a la presencia muy próxima de grandes muros de corte que absorben las fuerzas debidas a sismo, por lo que se decide no realizar el diseño por capacidad.

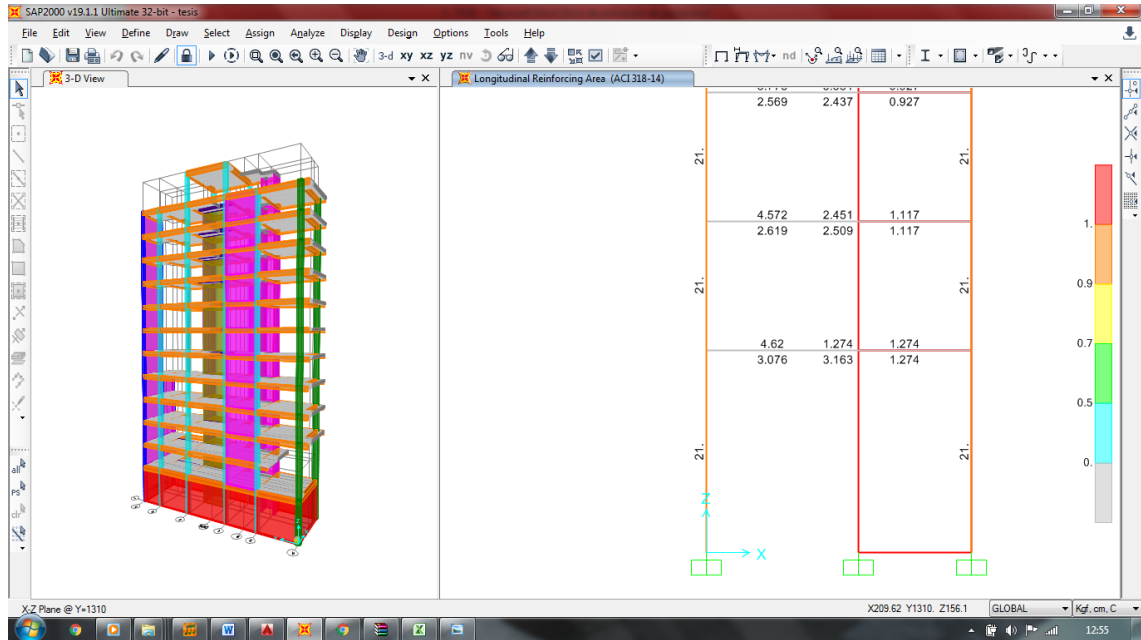


Figura 45: Acero propuesto para la C2.

La figura, muestra el requerimiento de acero mínimo (21.00 Cm²), que el SAP 2000, propone para la columna C2 del pórtico D-D, por lo que finalmente se decide usar la siguiente armadura, por los cálculos anteriormente expuestos.

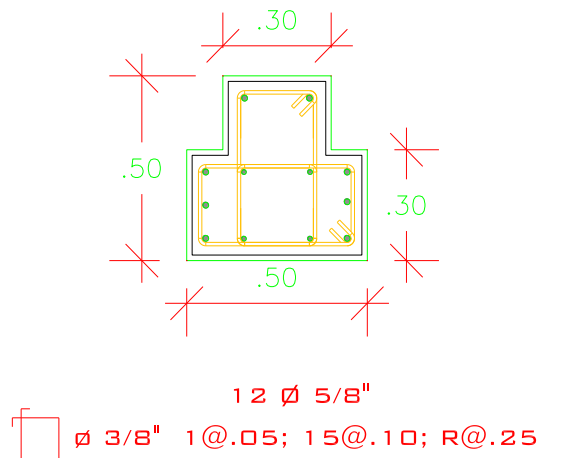


Figura 46: Sección de columna C2

7.4. DISEÑO DE LA PLACA PL-1

Las placas o muros de corte, son elementos estructurales que poseen gran rigidez lateral y resistencia, estas toman la mayor parte de las fuerzas sísmicas en la estructura y controlan los desplazamientos laterales. Geométricamente las placas tienen una dimensión mucho mayor a su ancho. El procedimiento de diseño es similar al seguido para una columna, con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo.

Se presenta como ejemplo el diseño de la placa PL1, que va desde el sótano hasta el piso último.

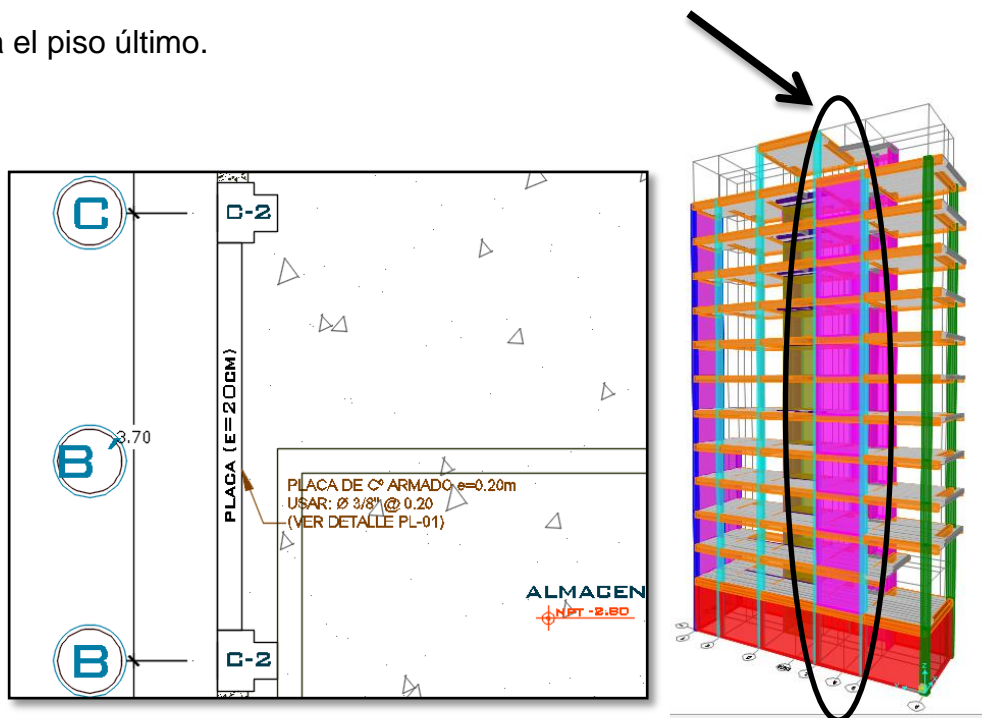


Figura 47: Ubicación de placa PL1.

7.4.1. Diseño Placa Longitudinal

DATOS

Resistencia a la compresión del concreto	$f'c(Kg/cm^2) =$	210.00
Resistencia a la fluencia del acero	$f_y(Kg/cm^2) =$	4200.00
Ancho de la placa	$L_w(m) =$	3.20
Altura total de la placa	$H_w (m) =$	2.80

Espesor de la placa $t(m) =$

Fuerzas Internas En La Base

Fuerza axial	$P_u(T) =$	<input type="text" value="13.60"/>
Fuerza cortante	$V_u(T) =$	<input type="text" value="85.00"/>
Momento Flector (T-m)	$M_u(T-m) =$	<input type="text" value="381.69"/>

7.4.2. Diseño por compresión

$$\phi P_n = 0.55\phi f'_c A_g [1 - (k \cdot l_c / (32t))^2]$$

Factor de reducción de resistencia $\phi =$	$\phi =$	<input type="text" value="0.65"/>
Factor de longitud efectiva $K =$	$K =$	<input type="text" value="1.00"/>
Altura libre de la placa entre apoyos $L_c(m) =$	$L_c(m) =$	<input type="text" value="2.80"/>
Area de la sección transversal de la placa	$A_g(cm^2) =$	<input type="text" value="6400.00"/>
	$\phi P_n(T) =$	<input type="text" value="388.51"/>
	$P_u < \phi P_n$	Ok!

el muro no requiere refuerzo por compresión

7.4.3. Diseño Por Flexión

Verificación de la esbeltez	$H_w/L_w =$	<input type="text" value="0.88"/>
	$H_w/L_w > 1$	<input type="text" value="No"/>

$$AS = Mu / \phi \cdot f_y \cdot d$$

Peralte efectivo del muro ($d = 0.8L_w$)	$d(m) =$	<input type="text" value="2.56"/>
	$A_s(cm^2) =$	<input type="text" value="39.44"/>

Asumiendo $A_{s\text{total}} =$

$\alpha = P_u / L_w \cdot t \cdot f'_c$	$\alpha =$	<input type="text" value="0.0101"/>
$\beta = f_y / 6000$	$\beta =$	<input type="text" value="0.7000"/>
$p_v = A_s / L_w \cdot t$	$P_v =$	<input type="text" value="0.0185"/>
$q = p_v \cdot f_y / f'_c =$	$q =$	<input type="text" value="0.3698"/>
$C = L_w \cdot ((q + \alpha) / (2q + 0.85\beta)) =$	$C(cm) =$	<input type="text" value="83.1491"/>

$$Mu = 0.7A_s \cdot f_y \cdot L_w \cdot [(1 + P_u / A_s \cdot f_y) (1/2 - \beta \cdot C / 2L_w) - (C / L_w)^2 \cdot (1 + \beta^2 / 3 - \beta)]$$

	$M_u(T-m) =$	<input type="text" value="422.01"/>
	$M'_u < Mu$	Ok!

7.4.4. Diseño Por Corte

Vu critico = $H_w/2$ (m)=	1.40
Vu critico = $L_w/2$ (m)=	1.60
Considerar =	1.40
Vu critico =	85.00

7.4.5. Cortante actuante (vu)

$v_u = V_u / \phi \cdot t \cdot (0.8L_w) \leq 2.7 (f'c)^{1/2}$	$\phi =$ 0.85
$d = 0.8L_w$	d (m) = 2.56
Máximo cortante admisible $v = 2.7 (f'c)^{1/2}$	v (Kg/cm ²) = 39.13
	v_u (Kg/cm²) = 19.53
$v_u < v$	Ok!

cortante que resiste el concreto "vc"

$vc = 0.75(f'c)^{1/2} + P_u / (4L_w \cdot t) =$	vc (Kg/cm ²) = 13.14
	$M_u / V_u - L_w / 2 = 4.49$
$vc = 0.16(f'c)^{1/2} + L_w(0.33(f'c)^{1/2} + 0.2(P_u / (L_w \cdot t)) / (M_u / V_u - L_w / 2))$	vc (Kg/cm ²) = 6.03
usar:	$vc = 6.03$
	$vc/2 = 3.01$
	$v_u > vc/2$ si

7.4.6. Refuerzo horizontal

$\rho_h = A_{sh} / S_h \cdot t = (v_u - v_c) / f_y$	$\rho_h = 0.0032$
$S_h = A_{sh} \cdot f_y / t (v_u - v_c)$	ρ_h minima = 0.0025
Considerar:	$\rho_h = 0.0032$
$sh \leq (L_w / 5, 3t, 45 \text{ cm})$	$S_h =$ 0.2
	$A_{sh} = \rho_h \cdot S_h \cdot t = 1.2858984$
usar:	2ϕ 3/8" @ 0.2

7.4.7. Refuerzo vertical

Altura del primer nivel	h_w (m) = 3.00
$p_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w / L_w) \cdot (\rho_h - 0.0025)$	$p_v = 0.0030584$

$$S_h = A_{sv} \cdot f_y / t \quad (vu-vc)$$

$$p_v \text{ mínima} = 0.0015$$

Considerar:

$$p_v = 0.0031$$

$$sh \leq (L_w/5, 3t, 45 \text{ cm})$$

$$S_v = 0.2$$

$$A_{sv} = p_v \cdot S_v \cdot t = 1.2233581$$

usar: $2\phi \ 3/8" \ @ \ 0.2$

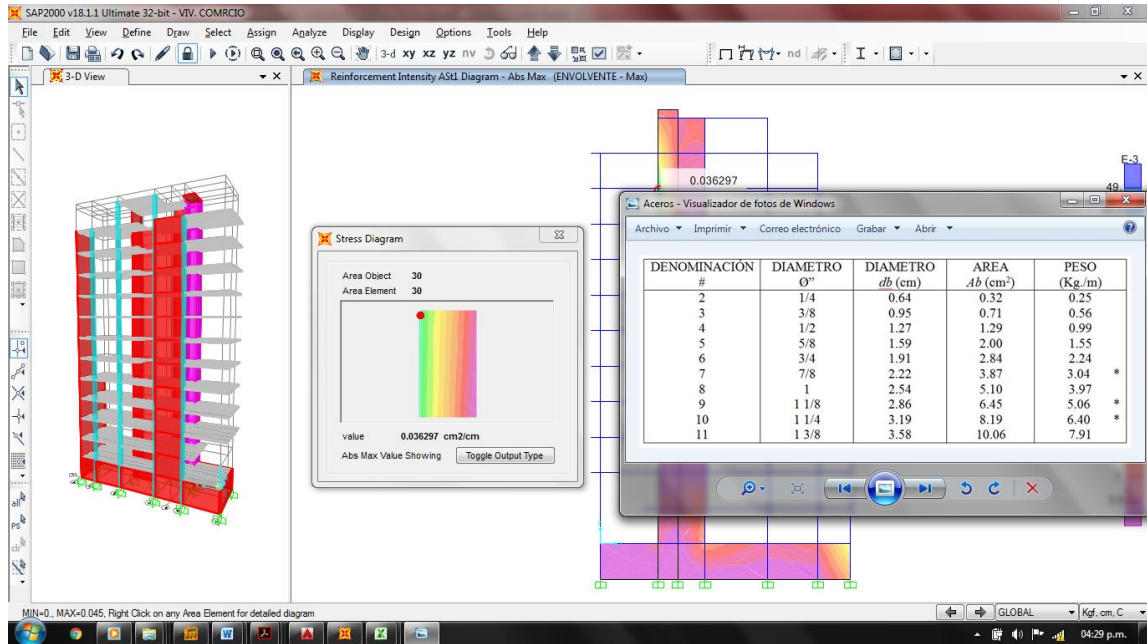
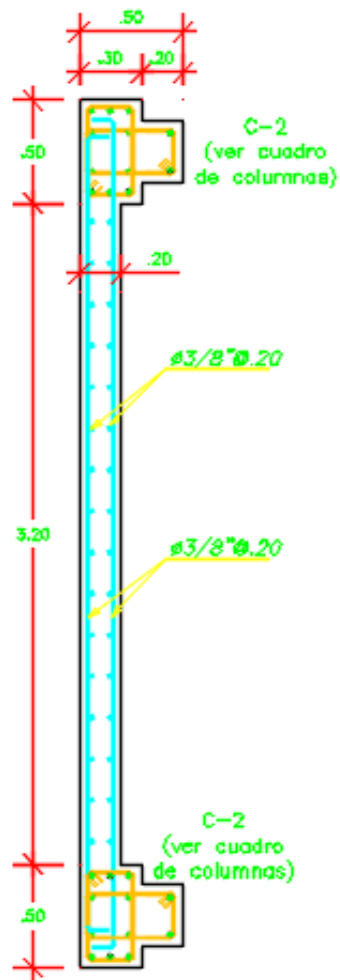


Figura 48: Acero para placa PL1

La figura, muestra el área de acero requerido (0.036 cm²/cm), para la placa PL1, tanto para la cara interna y externa, según el cálculo por elementos finitos que genera el programa de apoyo SAP 2000. Entiéndase que: 0.036cm²/cm a cada 20 cm, resulta a 0.72cm² de acero. Se elige el uso de varillas de 3/8".

Finalmente en la figura se muestra la disposición para el acero de la placa PL1. Con una armadura de acero $\phi \ 3/8"$ espaciado cada 20 centímetros a doble capa, tanto para el refuerzo vertical y horizontal.



PL-01
(Sotano a 10° nivel)

Figura 49: Sección de la placa PL1

7.5. DISEÑO DE LA CIMENTACION

La función de la cimentación es transmitir con seguridad las cargas de las columnas, muros de corte o muros de contención al terreno; sin asentamientos laterales peligrosos para la estructura y sin exceder el esfuerzo admisible del terreno.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura generalmente se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo en el lugar sobre el cual se piensa cimentar. Estas propiedades se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos (EMS). Para el presente informe se conoce por EMS, que la presión admisible del terreno, es igual a 2.20 kg/cm².

7.5.1. Consideraciones Previas Al Diseño

TABLE: Auto Seismic - User Coefficient						
LoadPat	Dir	PercentEcc	C	K	WeightUsed	BaseShear
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Kgf	Kgf
SISMOX	X	0.05	0.0844	1.525	4,691,602.59	395,971.26
SISMOY	Y	0.05	0.122255	1.285	4,691,602.59	573,570.34

Figura 50: Peso sísmico de la estructura.

- Peso sísmico de la estructura = 4 691.60 Ton
- Área a cimentar = 125.20 m²
- Peso sísmico / área a cimentar = 37.47 ton/m² = 3.74 Kg/cm²

Se aprecia que: “capacidad de suelo admisible” < “capacidad de suelo requerido”; $2.20 \text{ kg/cm}^2 < 3.74 \text{ Kg/cm}^2$.

Se sabe que solamente si el terreno es capaz de proporcionar tensiones admisibles de diseño por encima de los 0.4 MPa (4 Kg/cm^2), cabe plantearse la solución de la cimentación a base de zapatas aisladas.

Por lo tanto la solución de la losa de cimentación con muros laterales formando un cajón resulta la cimentación más razonable ya que:

- Se sabe que los edificios de gran altura exigen distribuir su masa armónicamente para que el descenso de cargas guarde la máxima simetría posible, evitando si ello es posible, que puedan aparecer tracciones de despegue entre los cimientos y el terreno.
- Siempre que sea posible los edificios de gran altura deben proyectarse con varios sótanos, y no solo para mejorar la estabilidad global del edificio, sino también porque la excavación de un volumen importante de tierras puede reducir las tensiones netas resultantes, disminuyendo los asentamientos totales.

“Tensión neta = (peso del edificio – peso volumétrico excavado)/superficie”

Tensión neta = $(4\ 691.60 \text{ Ton} - 125.20 \text{ m}^2 * 5.50\text{m} * 1.674 \text{ ton/m}^3) / 125.20\text{m}^2$

Tensión neta = $28.27 \text{ ton/m}^2 = 2.83 \text{ Kg/cm}^2$

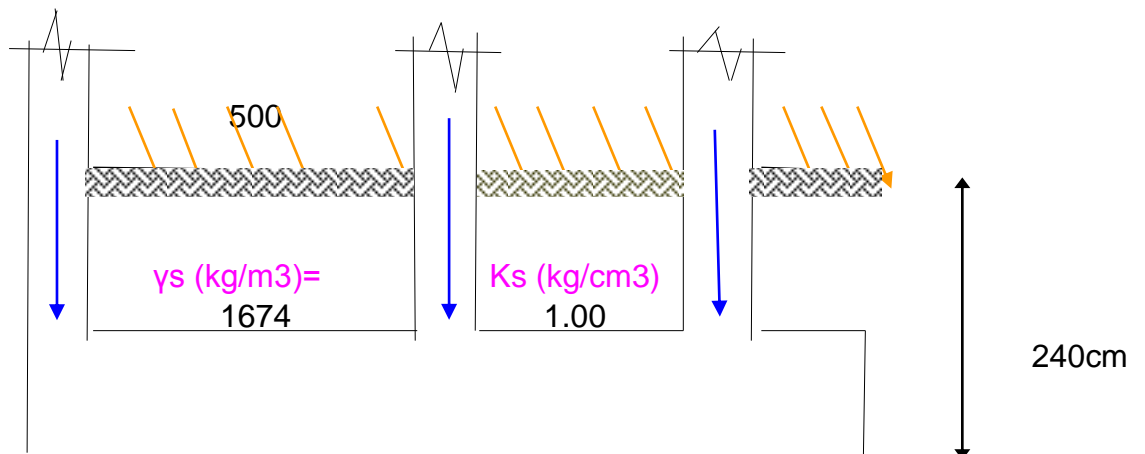
- El edificio como unidad global debe ser absolutamente estable al vuelco y al deslizamiento, se sabe que el vuelco de edificios muy esbeltos ($H/b > 6$), obliga a volar las losas de cimentación por fuera del perímetro

de cimentación del edificio; $(34.20/6.26 = 5.46 < 6)$; por lo que el proyecto no necesitara realizar el diseño de volado para la losa de cimentación.

7.5.2. Datos para el diseño de la losa de cimentación:

- (Método rígido convencional)

$F'c=$	280	Kg/cm ²	$\gamma_s=$	1674	Kg/m ³
$F_y=$	4200	Kg/cm ²	$\gamma_c^o=$	2400	Kg/m ³
S/C=	500	Kg/m ²	$K_s=$	1	Kg/cm ³
$D_f=$	240	cm	$E=$	250998.008	Kg/cm ²
$q_a=$	2.20	Kg/cm ²			



Cuadro De Cargas:

Columna	b (cm)	t (cm)	PD (t)	PL (t)	1.4Pd+1.7pL
A-1	50	50	218.53	32	359669.78
d-2	30	20	242.69	36	401247.2
			155.01	23	256274.93
B-1	50	50	290.47	43	479647.83
b'-2'			74.12	11	123068.08
A-3	50	50	207.77	30	342134.48
F-2	30	30	124.09	19	206557.62
B-3			137.15	21	227318.56
b'-3			191.25	28	314751.33
C-3	50	50	140.39	20	231393.83
D-3	50	50	144.03	21	237205.06
E-3	50	50	128.11	22	215911.83
F-3	30	30	31.23	6	53648.48
b'-2'			67.51	10	111992.81
C-1	50	50	279.81	43	464597.64
D-1	50	50	177.12	28	294776.58
E-1	50	50	162.17	26	271203.83
F-1	30	30	125.00	18	205759.6
			2896.4571	437	4,797,159.47

7.5.3. Calculo Del Área De La Losa

$$\begin{aligned}
 L_{cx} &= 331.00 \text{ cm} \\
 L_{cy} &= 445.00 \text{ cm} \\
 \text{Area Losa} &= 1,252,000.00 \text{ cm}^2 \\
 L_x &= 626.00 \text{ cm} \\
 L_y &= 2,000.00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

7.5.4. Calculo De La Presión Neta teórica

$$q_n = q_a - \gamma S_1 \times h_1 - \gamma S_2 \times h_2 - \gamma_i \times h_i - \gamma c^0 \times h c^0 - s/c$$

$$q_n = 1.6902 \text{ Kg/cm}^2$$

7.5.5. Calculo De Las Presiones Por Debajo De Los Puntos Perimetricales

$$X' = \frac{\sum P_i \times X'_i}{\sum P_i}$$

$$Y' = \frac{\sum P_i \times Y'_i}{\sum P_i}$$

$$X' = 298.17 \text{ cm}$$

$$Y' = 944.66 \text{ cm}$$

$$e_x = X' - B/2$$

$$e_y = Y' - L/2$$

$$e_x = -14.83 \text{ cm}$$

$$e_y = -55.34 \text{ cm}$$

Entonces :

$$q = \frac{P_u}{A} \quad +/- \quad \frac{M_y X}{I_y} \quad +/- \quad \frac{M_x Y}{I_x}$$

$$P_u = 3332998.00 \text{ Kg}$$

$$I_x = (B \times L^3)/12$$

$$I_x = 4.17333E+11 \text{ cm}^4$$

$$I_y = (L \times B^3)/12$$

$$I_y = 40885729333 \text{ cm}^4$$

$$M_x = P_u \times e_x$$

$$M_x = -184434599 \text{ k-cm}$$

$$M_y = P_u \times e_y$$

$$M_y = -49432799 \text{ k-cm}$$

donde

$$q = 2.662138978 \quad +/- \quad -1.209E-03 \quad X \quad +/- \quad -0.00044194 \quad Y$$

PUNTOS	Pu/A	X cm	(My X)/Iy	Y cm	(My Y)/Ix	q (K/cm2)
A-1	2.662	-291	0.3518	-945	0.418	3.430
d-2	2.662	75	-0.0907	405	-0.179	2.392
c'-2	2.662	75	-0.0907	80	-0.035	2.536
B-1	2.662	-291	0.3518	-475	0.210	3.224
b-2'	2.662	165	-0.1995	-480	0.212	2.675
A-3	2.662	310	-0.3748	-945	0.418	2.705
F-2	2.662	65	-0.0786	1055	-0.466	2.117
B-3	2.662	335	-0.4050	-490	0.217	2.474
b'-3	2.662	335	-0.4050	-320	0.141	2.399
C-3	2.662	335	-0.4050	-105	0.046	2.304
D-3	2.662	335	-0.4050	390	-0.172	2.085
E-3	2.662	335	-0.4050	785	-0.347	1.910
F-3	2.662	335	-0.4050	1055	-0.466	1.791
b'-2'	2.662	155	-0.1874	-320	0.141	2.616
C-1	2.662	-291	0.3518	-945	0.418	3.432
D-1	2.662	-291	0.3518	390	-0.172	2.842
E-1	2.662	-291	0.3518	785	-0.347	2.667
F-1	2.662	-291	0.3518	1055	-0.466	2.548

7.5.6. Calculo Del Peralte De La Losa, Verificando El Corte Por

Punzonamiento

En las columnas de mayor carga y de menor desarrollo de superficie de punzonamiento

COLUMNA d-2

(encuentro de 2 placas)

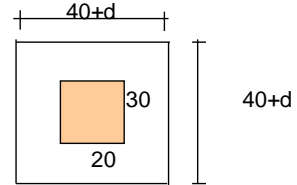
$$V_u = P_u - q_{nu} \times m \times n \quad p_u = 111992.81 \text{ Kg} \quad q_{nu} = 1.6902 \text{ K/cm}^2$$

$$m = 40+d \quad n = 40+d$$

$$V_u = 111992.81 - 1.6902 \times (40+d) \times (40+d) \quad \dots\dots\dots 1$$

$$\phi V_c = \phi 1.1 (F_c)^{1/2} b_o d \quad b_o = 2m + 2n$$

$$\phi V_c = 16.57 \times 4 \times (40+d) \times d \quad \dots\dots\dots 2$$



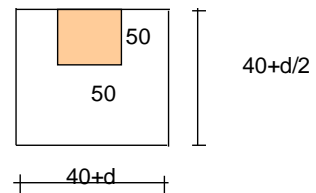
Igualando $1 = 2$ $d = 31 \text{ cm}$

COLUMNA D-1

$$p_u = 342134.48 \text{ Kg} \quad q_{nu} = 1.6902 \text{ K/cm}^2$$

Igualando $V_u = \phi V_c$

$d = 71 \text{ cm}$

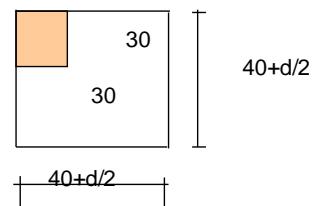


COLUMNA F-3

$$p_u = 359669.78 \text{ Kg} \quad q_{nu} = 1.6902 \text{ K/cm}^2$$

Igualando $V_u = \phi V_c$

$d = 122 \text{ cm}$



tomamos el mayor valor de "d"

$d = 74.67 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$

Tomamos $t = 80 \text{ cm}$

7.5.7. Calculo Del Factor De Modificación De Carga "F" Para Cada Franja

FRANJA 1	q	q prom	b	L	P	ΣP	CP	F
A-1 B-1 C-1 D-1 E-1 F-1	3.43 3.223891441 3.431601333 2.841616854 2.667052158 2.547729455	3.024	200	2000.00	P1 P2 P3	2395918	1802688.95	1
b-2' b'-2' c'-2 D-2 F-2	2.674775351 2.616156078 2.536105522 2.392476342 2.117308459	2.467	407.5	2000.00	P4 P5	630238.9	1320570.44	2.10 1.22
A-3 B-3 C-3 D-3 E-3 F-3	2.70496364 2.473656594 2.303511258 2.084752968 1.910188272 1.790865569	2.211	247.5	2000.00	P7 P8 P9	771740	933172.46	1.21
A-1 B-1 C-1 D-1 E-1 F-1	3.43 3.223891441 3.431601333 2.841616854 2.667052158 2.547729455	3.024	190.5	626.00	P1 P4 P7	708094.8	534337.00	1.00
A-3 B-3 C-3 D-3 E-3 F-3	2.70496364 2.473656594 2.303511258 2.084752968 1.910188272 1.790865569	2.211	288	626.00	P2 P3 P4 P5 P8	725331.1	562003.07	1.00
B-2' b'-2' c'-2 D-2 F-2	2.674775351 2.616156078 2.536105522 2.392476342 2.117308459	2.467	147.5	626.00	P3 P6 P9	897675.8	562749.94	1.00

7.5.8. Verificación del Diseño De La Losa

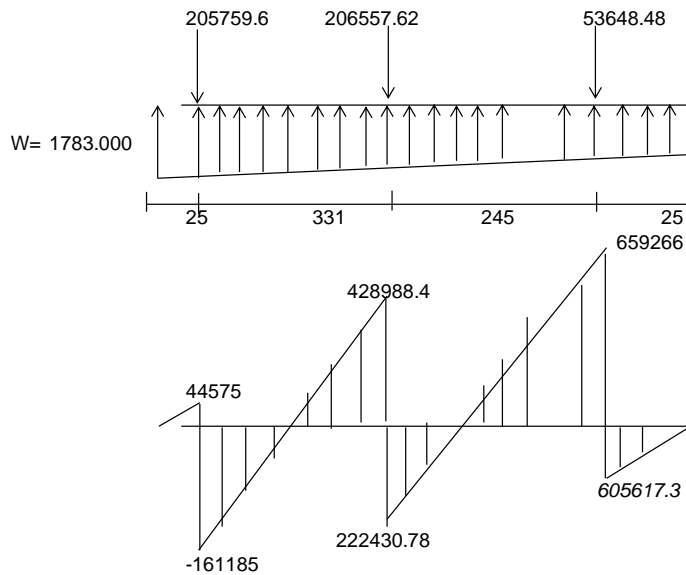
FRANJA 1

Calculo de la cargas actuantes

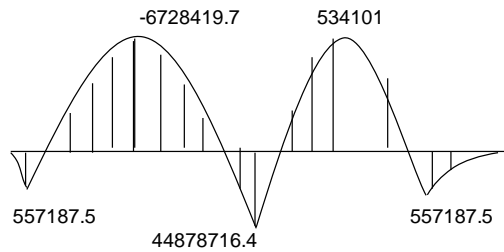
LADO IZQ	q	LADO DERE	q	b	P	P (Kg)	f	p*f
F-1	2.548	F-3	1.791	800	F-1	205759.6	1.00	205759.6
E-1	2.667	E-3	1.910		F-2	206557.6	1.0	206557.62
					F-3	53648.48	1.0	53648.48

q1	2085.913	q2	1480.422
----	----------	----	----------

q=w= 1783.000 k/cm2



X1 Max= 115.40
X2 Max= 30.09



Verificación del corte por flexión

b=	800	Vu=	472050.78
d=	80	Vc=	567590.16
t=	80	ØVc=	482451.64
Vmax=	659265.78		Ok
L=	25		

7.5.9. Refuerzo inferior y superior.

$$M_u = 44,878,716.40 \text{ Kg-cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 F_y (d-a/2)}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F' c b}$$

Por tanteo

a'	As	a
5.00	153.196	3.38
3.38	151.611	3.34
3.34	151.577	3.34
3.34	151.576	3.34

$$A_s = 151.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 115.20 \text{ cm}^2$$

$$\frac{3}{4}'' \text{ plg}$$

Nº varillas Espaciamiento

$$30 \text{ cm}$$

u s a r $\varnothing 3/4'' @ 30\text{cm}$

Usar 42 varillas de $\frac{3}{4}''$
Para todo el ancho
 $42 \times 2.84 \text{ cm}^2 = 119.28 \text{ cm}^2$

El cálculo requiere un área mínima de 115.20 cm² para el ancho de la losa de cimentación, por lo que se ha propuesto usar 42 varillas de $\frac{3}{4}''$, repartidas 21 varillas para el refuerzo superior y 21 para el refuerzo inferior, las que suman 119.28cm², con un espaciamento entre ellas de 30 cm.

7.5.10. Resultados Del Diseño Con En Safe 2016

Se realizó un modelo en el programa SAFE 2016, del diseño de la losa de cimentación. El análisis permite obtener con precisión los momentos y fuerzas de punzonamiento y acero de refuerzo requerido para toda la losa de cimentación.

ProgramNa	Versió	ProgLe
SAFE	2016	Advance

Configuración al programa:

- Propiedades de Sección:

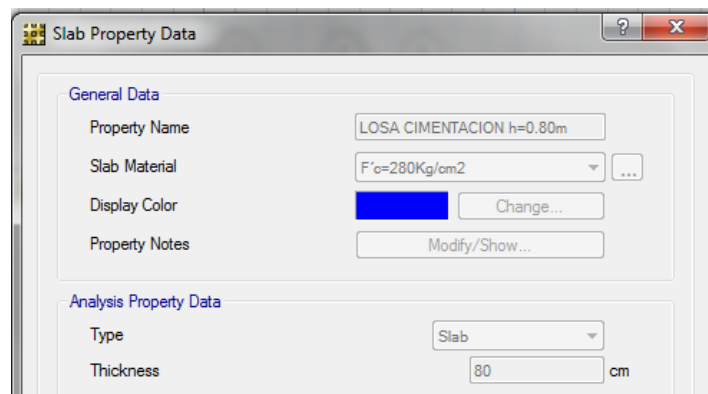


Figura 51: Losa de 80 cm de espesor con concreto $f'c=280$ kg/cm²

- Propiedades del suelo:

Esfuerzo admisible: 2.20 kg/cm²

Módulo de Winkler: 4.40 kg/cm³

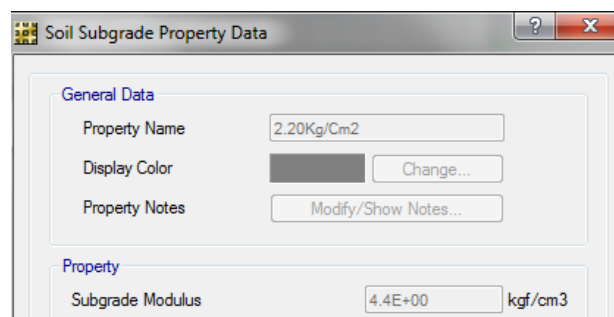


Figura 52: Configuración del suelo en el SAFE 2016

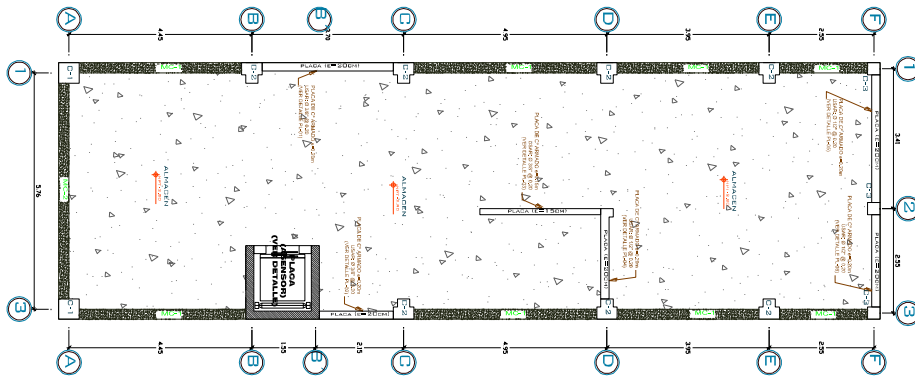


Figura 53: Distribución en Planta de la losa de cimentación

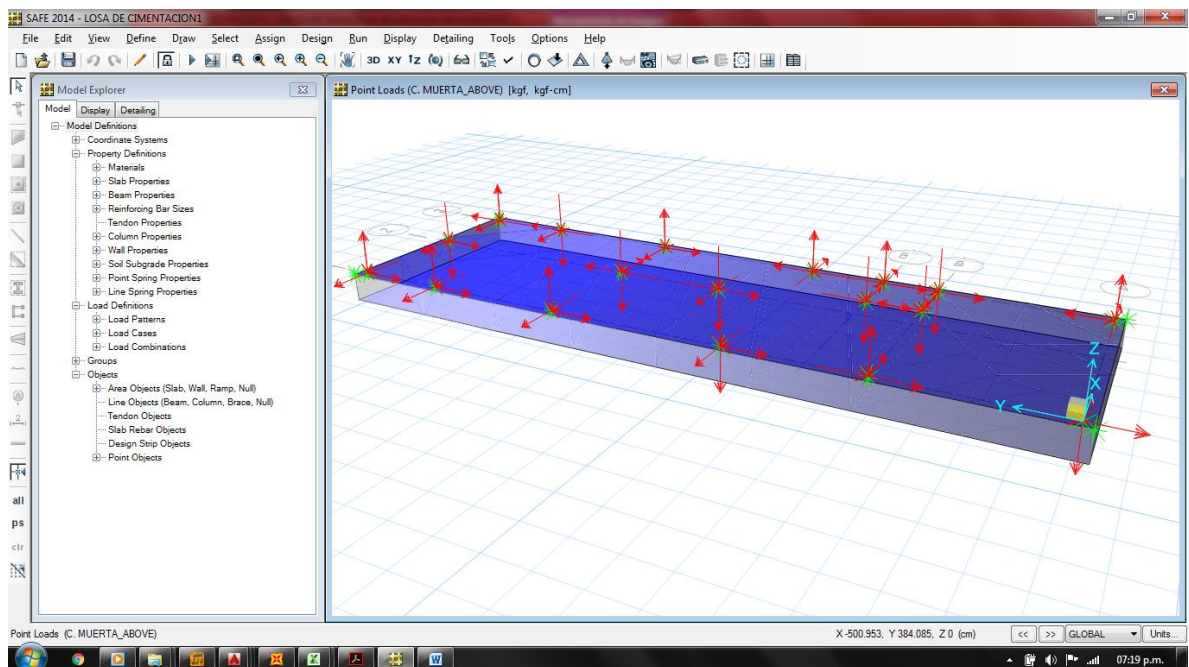


Figura 54: Modelo Matemático de la losa de cimentación

7.5.11. Esfuerzos De Presión En Suelo (Método De Elementos Finitos)

La figura, muestra en escala gráfica, las presiones para toda la losa, donde el promedio generado por la interacción suelo estructura es de 2.00 kg/cm²; siendo la capacidad admisible 2.20 kg/cm². Lo que nos indica que la losa

distribuye una presión que el suelo va poder resistir, sin la necesidad de algún tipo de mejoramiento mecánico o químico.

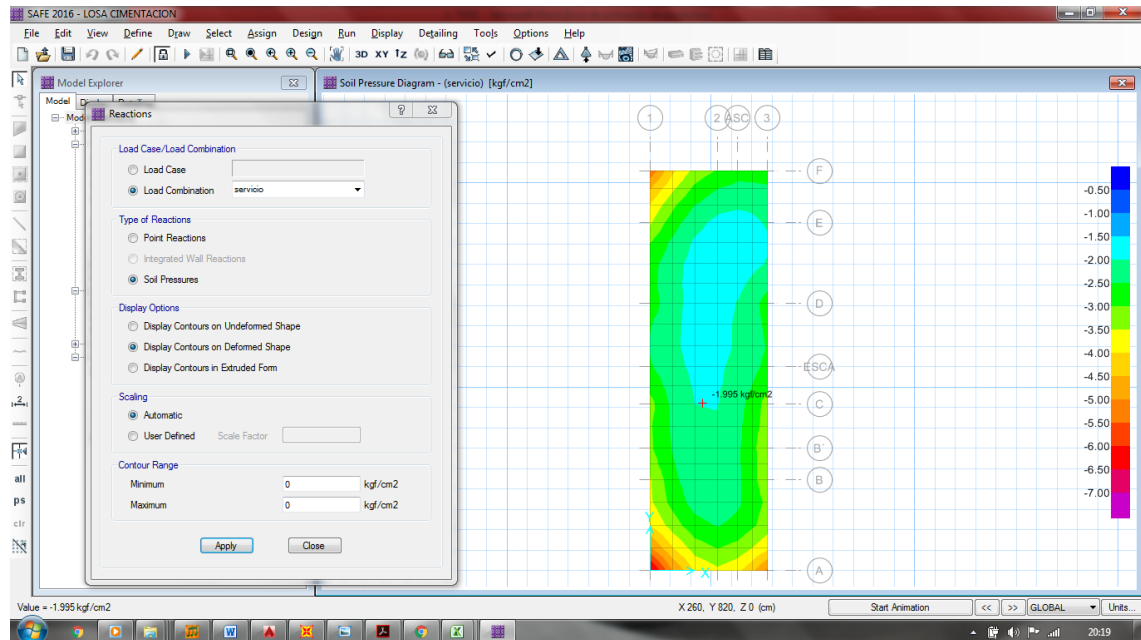


Figura 55: Presión de suelo: caso de carga por servicio (D+L)

7.5.12. Relación De Corte ó Punzonamiento

La figura, muestra la relación promedio de corte o punzonamiento, generado por cada carga puntual de las columnas, en la que se aprecia que el promedio es 0.6964, el que es menor a 1, para el espesor definido por lo que se considera aceptable.

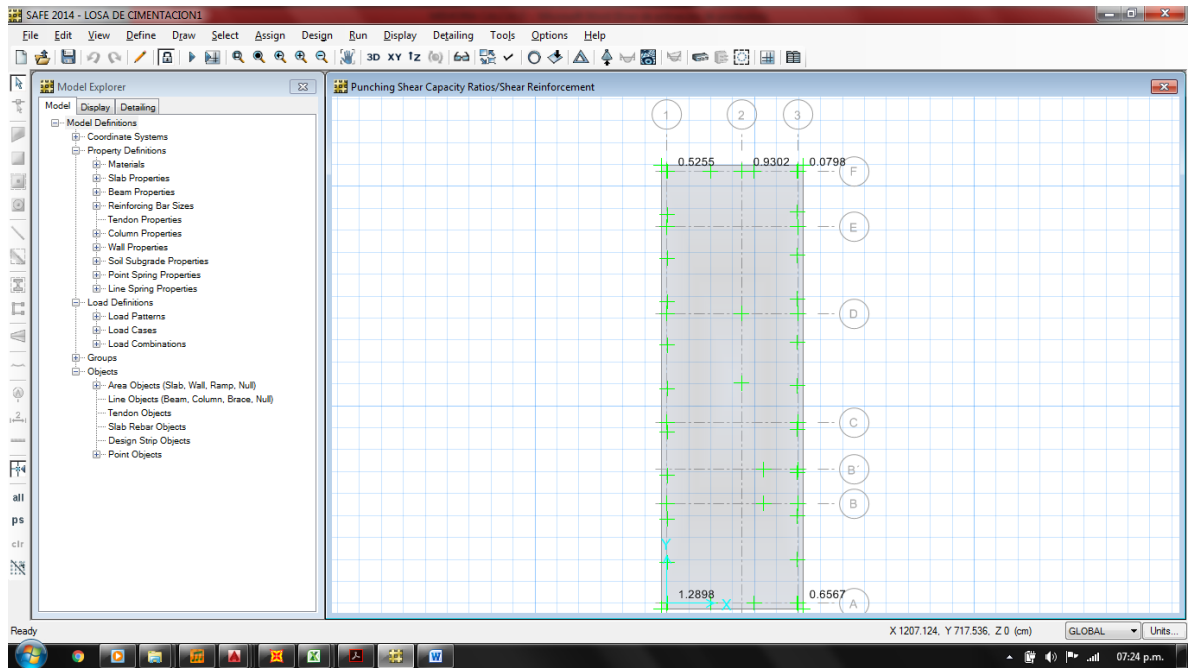


Figura 56: Punzonamiento de losa de cimentación

7.5.13. Acero requerido en losa de cimentación.

El programa SAFE 2016, por medio del método de elementos finitos realiza el cálculo para el acero requerido, obteniendo los siguientes resultados:

- Acero superior en ambos sentidos 0.0897 cm²/cm.
- Acero inferior en ambos sentidos 0.0648 cm²/cm.

Por lo que se entiende como área de acero necesario en cm² por cm lineal de espaciamiento entre cada varilla, por lo que para obtener el acero necesario solo habría que multiplicar este valor por el espaciamiento promedio 30cm (acero de 3/4" para nuestro proyecto). Se recomienda usar 1 varilla de acero de 3/4" cada 30cm en ambos sentidos, tanto superior como inferior.

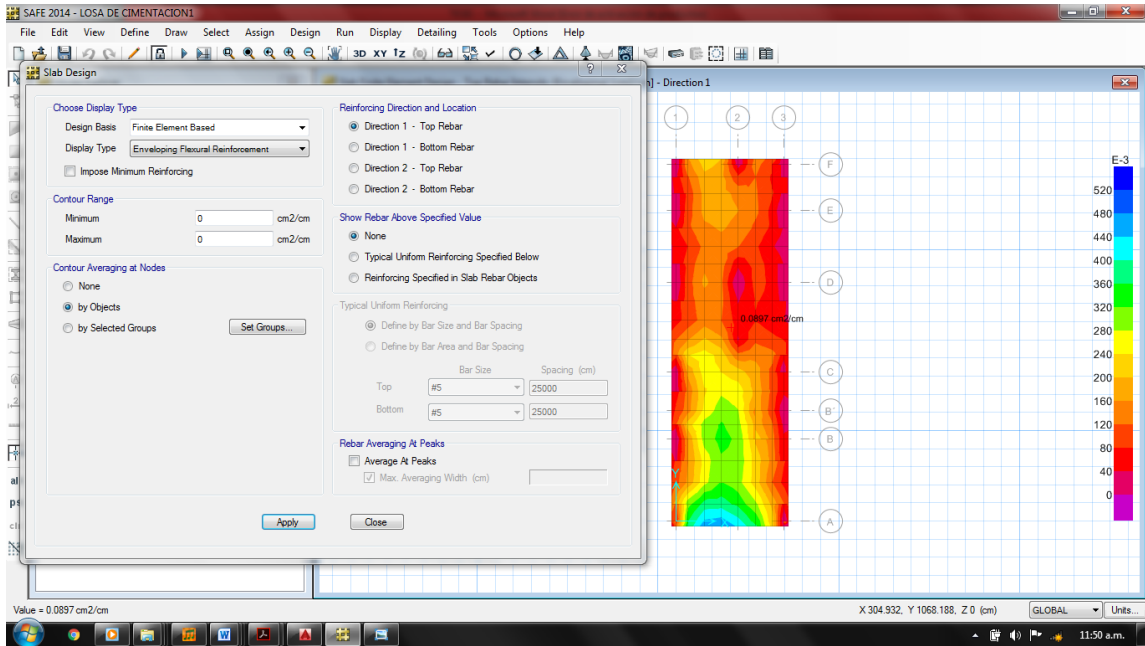


Figura 57: Área de acero superior en ambos sentidos. Según leyenda (0.0897 cm²/cm)

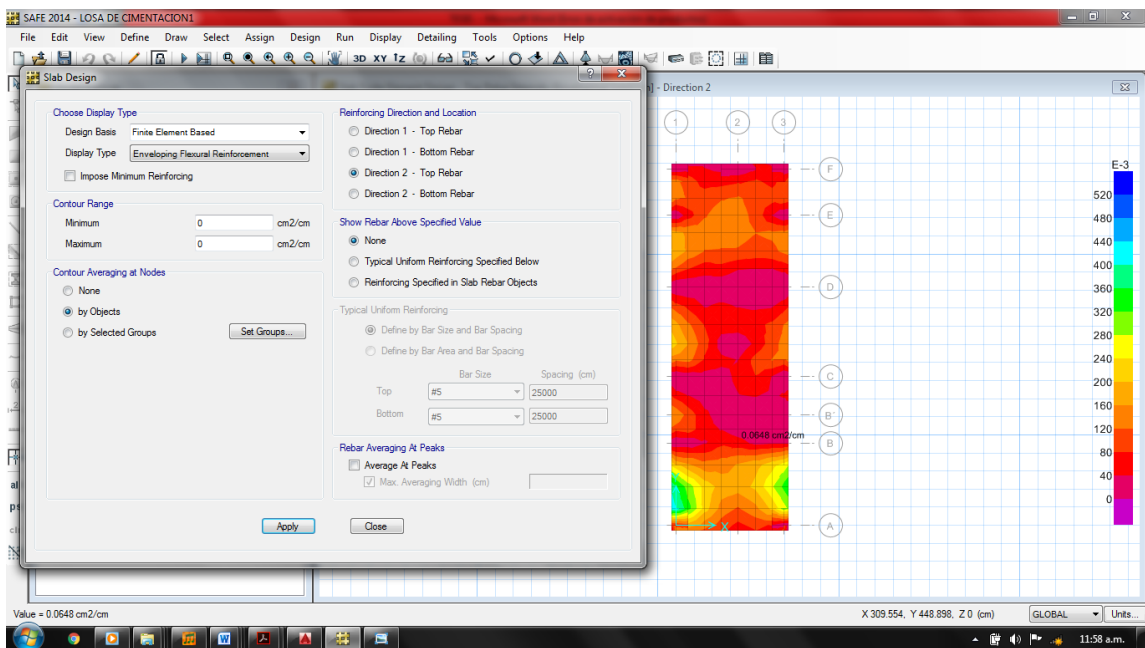


Figura 58: Áreas de acero inferior en ambos sentidos. Según leyenda (0.0648 cm²/cm)

CONCLUSIONES

1. La estructura de concreto armado diseñada es estable y tiene un comportamiento de forma dúctil, evitando en todo momento su falla repentina o frágil, ajustándose así al reglamento nacional de edificaciones.
2. Se logró el control de los desplazamientos laterales de toda la estructura de concreto armado, por lo que las derivas máximas en las zonas críticas de la estructura no exceden los valores que la norma E-030 indica.
3. Al analizar estática y dinámicamente la estructura se logró tener un mejor control del modelo estructural, así fue que se corrigieron elementos de la estructura para su mejor comportamiento bajo acciones sísmicas.
4. Los efectos de corte por torsión sobre los distintos elementos estructurales que conforman al edificio (columnas, placas y vigas), no se incrementaron; por lo que no generara aumento a los desplazamientos laterales, ni graves daños a la estructura.
5. Se concluye que, los períodos obtenidos indican que la estructura es rígida en la dirección X, debido a la presencia de placas de peralte importante (PL-4, PL-5 y PL-6), las cuales serán las que aporten prácticamente la rigidez lateral del edificio en esta dirección.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda no variar la estructuración planteada inicialmente, ya que generaría que los efectos de corte por torsión se incrementen, lo que generaría graves daños a la estructura en un posible movimiento sísmico.
2. Se recomienda darle buena práctica e interpretación respecto a las cargas planteadas para cada nivel de la estructura, ya que el uso para cada nivel es distinto, por lo que variaría el diseño planteado inicial si se hiciera caso omiso a este ítem. Teniendo repercusión directa con el peso sísmico calculado (4,691.60 ton).
3. Se recomienda no disminuir las dimensiones de las placas ya que, los períodos obtenidos indican que la estructura es rígida en la dirección X, debido a la presencia de placas de peralte importante (PL-4, PL-5 y PL-6).
4. Se recomienda en la práctica y ejecución de la estructura, el cuidado técnico riguroso, calificado y permanente durante todo el desarrollo de la obra, lo que además facilitará la ejecución de los procedimientos constructivos que emplee el Contratista a cargo de la ejecución.
5. Se recomienda asegurar el cumplimiento de las especificaciones técnicas dadas por el ingeniero calculista. Esto se traduce en la Supervisión de Obra.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Blanco Blasco, Antonio. (1995). **Estructuración y diseño de edificaciones de concreto**. Colegio de Ingenieros del Perú.
2. SENCICO. (2016). **Norma Técnica de Edificación E.030. Diseño Sismoresistente**. Reglamento Nacional de Construcciones.
3. SENCICO. (2006). **Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas**. Reglamento Nacional de Construcciones.
4. SENCICO. (2009). **Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado**. Reglamento Nacional de Construcciones.
5. Blanco Blasco, Antonio. (1997). **Diseño y construcción de cimentaciones**. Colegio de Ingenieros del Perú.
6. Teodoro e. Harmsen. (2005). **Diseño de Estructuras de Concreto Armado**. Fondo Editorial PUCP, 4ta. Edición.
7. Morales Morales, Roberto. (2006). **Diseño en Concreto Armado**. Fondo Editorial I.C.G, Lima.
8. SENCICO. (2006). **Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones**. Reglamento Nacional de Construcción.
9. Regalado Tesoro, Florentino. (2016). **Edificios de gran altura**. Departamento de construcción y proyectos de construcción y proyectos de CYPE Ingenieros, S.A.

ANEXOS

- A. Estudio de mecánica de suelos EMS.**
- B. Planos de ARQUITECTURA.**
- C. Planos de ESTRUCTURAS.**