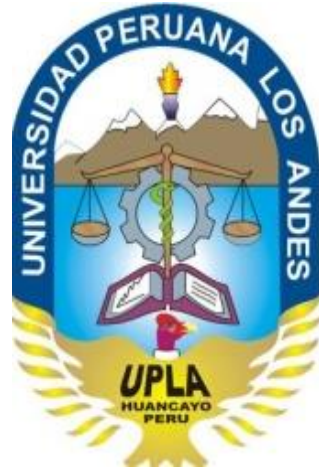


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-
2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO**

Área de investigación: ESTRUCTURA Y CONSTRUCCION

Líneas de investigación: ESTRUCTURA Y CONSTRUCCION

PRESENTADO:

BACH: FRANC GEOVANI RETAMOZO CLAROS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

HUANCAYO-PERU

2016

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

DR. CASIO TORRES LOPEZ
PRESIDENTE

JURADO

JURADO

JURADO

Mg. MIGUEL ANGEL CARLOS CANALES
SECRETARIO DOCENTE

ASESORES:

ING. ALFREDO OTAÑE RODRIGUEZ

MS. ARQ. DANTE MANSILLA VILLANUEVA

DEDICATORIA

A mis padres por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos. Walter y Ofelia.

INDICE

RESUMEN

INTRODUCCION

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Situación problemática	24
1.2. Planteamiento del problema.....	25
1.3. Problema general	25
1.4. Problemas específicos	25
1.5. Objetivos de la investigación.....	25
1.5.1. Objetivo general	26
1.5.2. Objetivos específicos	26
1.6. Justificación	27
1.7. Hipótesis	27
1.7.1. Hipótesis general.....	27
1.7.2. Hipótesis específicas.....	27

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1	Antecedentes	29
2.1.1	Internacionales	29
2.1.2	Nacionales	34
2.1.3	Locales	37
2.2	Bases teóricas	38
2.2.1	Consideraciones generales.	38
2.2.2	Peligro sísmico.	39
2.2.3	Condiciones geotécnicas.	44
2.2.4	Categoría, sistema estructural.	45
2.2.5	Regularidad de las edificaciones.	46
2.2.6	Análisis sísmico.	52
2.2.7	Modelos para el análisis.....	53
2.2.8	Procedimientos de análisis sísmico.....	54
2.2.9	Método estático	54
2.2.10	Método dinámico.....	56
2.2.11	Definición de términos básicos	65

CAPÍTULO III

MEDOTOLOGIA DE LA INVESTIGACION

3.1.	Variables.....	67
3.1.1.	Definición conceptual de variables	67

3.1.2. Definición operacional de variables	68
3.2. Metodología de la investigación.....	68
3.2.1. Tipo y nivel de investigación	68
3.2.2. Diseño de investigación	69
3.3. Población o universo	69
3.3.1. Población.....	69
3.3.2. Muestra.....	69
3.4. Técnicas, instrumentos y fuentes de recolección de datos	69
3.4.1. Técnica de recolección de datos	69
3.4.2. Instrumentos de recolección de datos.....	70
3.4.3. Fuentes de recolección de datos.....	70
3.5. Procesamiento de datos	70

CAPÍTULO IV

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Información General	71
4.2. Caso de investigación	71
4.2.1. Edificio de 5 niveles	71
4.2.2. Ubicación.....	72
4.2.3. Terreno	73
4.2.4. Altura de la edificación.....	73
4.2.5. Área de la edificación	73
4.2.6. Cargas unitarias (según la norma E-020)	75
4.2.7. Modelo estructural según E-030-2016	75
4.2.8. Estimación del peso de la edificación.....	77
4.3. Análisis estructural con la norma E-030-2016.....	78

4.3.1. Análisis estático	78
4.3.2. Análisis dinámico	81
4.3.2.1. Participación de masas	83
4.3.2.2. Desplazamientos laterales y derivas entrepiso	85
4.3.2.3. Irregularidad por torsión	88
4.3.2.4. Fuerza cortante mínima	89
4.3.3. Análisis tiempo historia	91
4.4. Análisis estructural con la norma E-030-2006.....	105
4.4.1. Análisis estático	105
4.4.2. Análisis dinámico	107
4.4.2.1. Participación de masas	109
4.4.2.2. Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso	111
4.4.2.3. Irregularidad por torsión	114
4.4.2.4. Fuerza cortante mínima	115
4.5. Análisis reestructurado para la norma E-030-2006.....	117
4.5.1. Reestructurando para E-030-2006	117
4.5.2. Análisis estático	118
4.5.3. Análisis dinámico	119
4.5.3.1. Participación de masas	120
4.5.3.2. Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso	122
4.5.3.3. Irregularidad por torsión	124
4.5.3.4. Fuerza cortante mínima	125
4.6. Diseño En concreto armado.....	127

4.6.1. Diseño de vigas.....	128
4.6.2. Diseño de columnas.....	140

CAPÍTULO V
DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Discusión de resultados de la investigación	157
Conclusiones.....	175
Recomendaciones	177
Referencias bibliograficas.....	179
Anexos	180

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Factores de aceleración E-0.30-2006.....	42
Tabla 2.2 Factores de aceleración E-0.30-2016.....	44
Tabla 2.3 Perfiles del suelo E-0.30-2006	44
Tabla 2.4 Perfiles del suelo E-030-2016.....	45
Tabla 2.5 Categoría y factor de uso de la edificación E-030-2006-E-030-2016	46
Tabla 2.6 Factores de irregularidad en altura E-030-2016.....	50
Tabla 2.7 Factores de irregularidad en planta E-030-2016.....	51
Tabla 2.8 Categoría e Irregularidad E-030-2016	51
Tabla 3.1 Operacionalización de variables	68
Tabla 4.1 Peso de la edificación	77
Tabla 4.2 Periodos dinámicos	79
Tabla 4.3 Parámetros sísmicos E030-2016	82
Tabla 4.4 Periodos y porcentajes de participación de masas	84
Tabla 4.5 Derivas para el sismo X-X	85
Tabla 4.6 Derivas para el sismo Y-Y	86
Tabla 4.7 Derivas del centro de masas X-X	87
Tabla 4.8 Derivas del centro de masas Y-Y	87
Tabla 4.9 Relación de derivas en X-X	88
Tabla 4.10 Relación de derivas en Y-Y	89
Tabla 4.11 Factor de escala cortante X-X.....	91

Tabla 4.12 Factor de escala cortante Y-Y	91
Tabla 4.13 Parámetros sísmicos E-030-2016	92
Tabla 4.14 Relación de sismos para el análisis.....	93
Tabla 4.15 Periodo dinámico	94
Tabla 4.16 Derivas para el sismo X-X	95
Tabla 4.17 Derivas para el sismo Y-Y.....	95
Tabla 4.18 Derivas de los centros de masas X-X.....	96
Tabla 4.19 derivas de los centros de masas Y-Y	96
Tabla 4.20 Derivas para las componentes EO y NS Lima 1974	99
Tabla 4.21 Derivas para las componentes NS-EO Lima 1974	99
Tabla 4.22 Derivas para las componentes EO-NS sur del Perú 2001	100
Tabla 4.23 Derivas para las componentes NS-EO sur del Perú 2001	101
Tabla 4.24 Derivas para las componentes EO-NS Pisco e Ica 2007	102
Tabla 4.25 Derivas para las componentes NS-EO Pisco e Ica 2007	102
Tabla 4.26 Cuadro comparativo de derivas para los sismos X-X .	103
Tabla 4.27 Cuadro comparativo de derivas para los sismos Y-Y ..	103
Tabla 4.28 Cuadro de diferencias de derivas para los sismos X-X	104
Tabla 4.29 Cuadro de diferencias de derivas para los sismos Y-Y	104
Tabla 4.30 Periodos dinámicos	106
Tabla 4.31 Parámetros sísmicos E-030-2006.....	108

Tabla 4.32 Periodos y porcentaje de participación de masa	110
Tabla 4.33 Derivas para el sismo X-X	111
Tabla 4.34 Derivas para el sismo Y-Y	112
Tabla 4.35 Derivas del centro de masas X-X	113
Tabla 4.36 Derivas del centro de masas Y-Y	113
Tabla 4.37 Relación de derivas en X-X	114
Tabla 4.38 Relación de derivas en Y-Y	115
Tabla 4.39 Factor de escala cortante basal en X-X	116
Tabla 4.40 Factor de escala cortante basal en Y-Y	116
Tabla 4.41 Parámetros sísmicos E-030-2006.....	119
Tabla 4.42 Periodos y porcentajes de participación de masas	121
Tabla 4.43 Derivas para el sismo X-X	122
Tabla 4.44 Derivas para el sismo Y-Y	123
Tabla 4.45 Derivas del centro de masas X-X	123
Tabla 4.46 Derivas del centro de masas Y-Y	124
Tabla 4.47 Relación de derivas X-X	125
Tabla 4.48 Relación de derivas Y-Y	125
Tabla 4.49 Factor de escala cortante X-X	126
Tabla 4.50 Factor de escala cortante Y-Y	127
Tabla 4.51 Factores de amplificación de carga	128
Tabla 4.52 Momento cuantías y área de acero	133
Tabla 4.53 Cargas y momentos de la columna C-1	144

Tabla 4.54 Combinaciones de cargas y momentos para la columna C-1.....	144
Tabla 4.55 Cargas y momentos de la columna C-1	151
Tabla 4.56 Combinaciones de cargas y momentos para la columna C-1.....	151
Tabla 5.1 Parámetros sísmicos X-X.....	158
Tabla 5.2 Parámetros sísmicos Y-Y.....	159
Tabla 5.3 Fuerzas cortantes en la base.....	160
Tabla 5.4 Derivas E-030-2016.....	162
Tabla 5.5 Derivas E-030--2006	163
Tabla 5.6 Relación de derivas en X-X	171
Tabla 5.7 Relación de derivas en Y-Y.....	171
Tabla 5.8 Relación de derivas en X-X	172
Tabla 5.9 Relación de derivas en Y-Y.....	172
Tabla 5.10 Derivas R=1	173
Tabla 5.10 Cuadro comparativo de derivas para los sismos en X-X	174
Tabla 5.20 Nota: Cuadro comparativo de derivas para los sismos en Y-Y.....	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Mapa de aceleraciones sísmicas (IGP)	40
Figura 2.2 Mapa de aceleración sísmica (Monrroy y Bolaños)	41
Figura 2.3 Mapa de aceleración sísmica (Alva y Castillo)	41
Figura 2.4 Mapa de zonificación sísmica (2006)	42
Figura 2.5 Mapa de zonificación sísmica (2016)	43
Figura 2.6 Formas de edificios con planta indeseable	47
Figura 2.7 Irregularidad de rigidez (piso blando)	48
Figura 2.8 Irregularidad de peso (masa).....	49
Figura 2.9 Irregularidad vertical geométrica	49
Figura 2.10 Determinación por la fuerzas de inercia	55
Figura 2.11 Determinación de la cortante basal	55
Figura 2.12 Idealización de un pórtico a un sistema	58
Figura 2.13 Pseudo espectro sísmico (2006)	62
Figura 2.14 Pseudo espectro sísmico (2016)	62
Figura 2.15 Comparación del pseudo espectro	63
Figura 2.16 Registro del acelero grama del sismo	64
Figura 4.1 Elevación de la edificación	72
Figura 4.2 Vista de la ubicación del proyecto	72
Figura 4.3 Imagen satelital de la ubicación del proyecto	73
Figura 4.4 Plano de arquitectura típica	74
Figura 4.5 Modelamiento estructural	75

Figura 4.6 Vista en planta del modelamiento	76
Figura 4.7 Estructuración de la edificación	76
Figura 4.8 Espectro de pseudo aceleraciones	83
Figura 4.9 Cortante dinámica proporcionada por el ETABS V15.....	90
Figura 4.10 Espectro de pseudo aceleraciones	93
Figura 4.11 Registro del acelero grafico	97
Figura 4.12 Escalado del sismo 1974	98
Figura 4.13 Pseudo espectro de aceleraciones E-030-2006	109
Figura 4.14 Cortante en la base calculada con el ETABS	116
Figura 4.15 Vista en planta de la edificación	117
Figura 4.16 Pseudo espectro de aceleraciones E-030-2006	120
Figura 4.17 Cortante en la base calculada con el ETABS	126
Figura 4.18 Longitudes de barra para el refuerzo	129
Figura 4.19 Longitudes de barra para el refuerzo	129
Figura 4.20 ubicación de la viga en el eje 3-3	130
Figura 4.21 Diagrama de momentos E-030-2016	131
Figura 4.22 Diagrama de momentos y fuerza cortante E-030-2016	131
Figura 4.23 Valores para el cálculo de viga.....	132
Figura 4.24 cálculo de la cuantía mecánica	132
Figura 4.25 cálculo de la cuantía de diseño	133
Figura 4.26 Calculo del acero de diseño	133
Figura 4.27 espaciamiento entre las barras.....	134

Figura 4.28 corte teórico de la barra	135
Figura 4.29 cortante de la viga a la cara de columna	135
Figura 4.30 grafico de ubicación de cortante	136
Figura 4.31 calculo de resistencia al corte	136
Figura 4.32 disposición del refuerzo transversal	136
Figura 4.33 Viga diseñada a partir del momento ultimo	136
Figura 4.34 ubicación de la viga	138
Figura 4.35 Diagrama de momentos	138
Figura 4.36 Cantidades de acero E-030-2016.....	139
Figura 4.37 Cantidades de acero E-030-2006.....	140
Figura 4.38 Esfuerzos de concreto y fuerzas de acero	141
Figura 4.39 Condición de falla balanceada.....	141
Figura 4.40 Diagrama de deformaciones.....	141
Figura 4.41 Diagrama de interacción	142
Figura 4.42 Diseño del acero de refuerzo.....	143
Figura 4.43 Cargas axiales de las columnas y placas	145
Figura 4.44 Diagrama de interacción columna C-1	145
Figura 4.45 ejes locales para M22 Y M33 columna C-1.....	146
Figura 4.46 diagrama de interacción 0°- 180° X-X.....	146
Figura 4.47 diagrama de interacción 270°- 90° X-X.....	147

Figura 4.48 diagrama de interacción 0°- 180° Y-Y	147
Figura 4.49 diagrama de interacción 270°- 90° Y-Y	148
Figura 4.50 características columna C-1	148
Figura 4.51 Requisitos mínimos de confinamiento.....	149
Figura 4.52 Calculo de la resistencia que aporta el concreto	150
Figura 4.53 diseño del acero de refuerzo	150
Figura 4.54 diagrama de interacción 0°- 180° X-X.....	152
Figura 4.55 diagrama de interacción 270°- 90° X-X.....	152
Figura 4.56 diagrama de interacción 0°- 180° Y-Y	153
Figura 4.57 diagrama de interacción 270°- 90° Y-Y	153
Figura 4.58 características columna C-1	154
Figura 4.59 Requisitos mínimos de confinamiento.....	154
Figura 4.60 Calculo de la resistencia que aporta el concreto	155
Figura 5.1 espectro de pseudo aceleraciones X-X.....	158
Figura 5.2 espectro de pseudo aceleraciones Y-Y.....	159
Figura 5.3 desplazamientos absolutos X-X	161
Figura 5.4 desplazamientos absolutos Y-Y	161
Figura 5.5 derivas máximas X-X	163
Figura 5.6 Derivas del centro de masa para el sismo XX de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006	163

Figura 5.7 Derivas máximas Y-Y	165
Figura 5.8 Derivas del centro de masa para el sismo YY de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006	165
Figura 5.9 Vista en planta de la configuración del sistema de muros estructurales.....	166
Figura 5.10 Vista en planta de la configuración del sistema estructural Dual Fuente propia	166
Figura 5.11 Diferencia de cantidades de concreto	167
Figura 5.12 Diferencia de cantidades de acero en vigas	167
Figura 5.13 Diferencia de cantidades de acero en placas	168
Figura 5.14 Diferencia de cantidades de acero en columnas	169
Figura 5.15 Diferencia de costos.....	170

ABSTRACT

The present investigation starts from the general problem: How does the application of the comparison of the norms E-030 2006-2016 influence the structural design of a building in the district of Huancayo city?, the general objective: to determine how the comparison of norms E-030-2006-2016 influences the structural design of a building in the district of Huancayo city And the general hypothesis to be contrasted is: the application of the comparison of norms E-030 2006-2016 in the structural design of a building in the district of Huancayo city, significantly influences the resistance of the construction.

The type of research is applied or technological; The level of research is descriptive-explanatory, with a quantitative approach; The population is conformed by the structural design of a building in the district of Huancayo city, the sample is not random or directed for the purposes of the present investigation is the building whose owner is located in Jr. Junín 1464 in the district of Huancayo city, The same one that was chosen for convenience to the present study.

The main conclusion of this work is that the structural design of a building, applying the comparison of the norms E-030 2006-2016 in the district of Huancayo city, significantly influences the resistance of the building due to the

difference in seismic parameters For the pseudo-spectral accelerations that determine how resistant the building has to be from the coefficient of reduction with respect to the plant irregularity to obtain the inelastic relative distortions.

Keywords: Dynamic analysis, torsion, shear force, reduction factors, seismic parameters.

Bach: Franc Geovani Retamozo Claros

RESUMEN

La presente investigación parte del problema general: ¿cómo influye la aplicación de la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo?, el objetivo general: determinar cómo influye la comparación de las normas E-030-2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo y la hipótesis general que debe contrastarse es: la aplicación de la comparación de las normas e-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo, influye significativamente en la resistencia de la construcción.

El tipo de investigación es aplicado o tecnológico; el nivel de investigación es descriptivo-explicativo, con un enfoque cuantitativo; la población está conformado por el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo, la muestra es no aleatoria o dirigida que para efectos de la presente investigación se trata del edificio cuyo propietario está ubicado en el Jr. Junín 1464 del distrito de Huancayo, el mismo que se eligió por conveniencia al presente estudio.

La principal conclusión de este trabajo es: que el diseño estructural de una edificación aplicando la comparación de las normas E-030 2006-2016 en

el distrito de Huancayo, influye significativamente en la resistencia de la edificación, debido a la diferencia de los parámetros sísmicos para las aceleraciones pseudo espectrales que determinan cuan resistente tiene que ser la edificación a partir del coeficiente de reducción respecto a la irregularidad en planta para obtener las distorsiones relativas inelásticas.

Palabras clave: Análisis dinámico, torsión, fuerza cortante, factores de reducción, parámetros sísmicos.

Bach: Franc Geovani Retamozo Claros

INTRODUCCION

La presente investigación se basa en la comparación de las normas sísmicas E-030-2006 y la E-030-2016. Debido a que esta norma se actualizó recientemente. Es por ello que en el desarrollo de este proyecto se realizan los análisis estructurales para poder determinar los desplazamientos máximos del edificio en estudio. Para ello se sigue una secuencia en base a una metodología de investigación. En el capítulo 1 se muestra el planteamiento de estudio en donde se indican el problema general objetivos hipótesis del presente proyecto. En el capítulo 2 se hace énfasis al marco teórico respecto a los antecedentes nacionales e internacionales y locales, seguido de las bases teóricas como sustento para este proyecto. En el capítulo 3 se muestra la metodología de investigación indicando la operacionalización de variables. En el capítulo 4 se presentan los resultados del proyecto. En el capítulo 5 se presenta la discusión de resultados, las conclusiones y recomendaciones de esta investigación.

Bach: Franc Geovani Retamozo Claros

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DE ESTUDIO

1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

Recientemente en el Perú se actualizó la norma sismorresistente E-030, para lo cual conocer cuán económica y segura resultaría el diseño de una edificación en el distrito de Huancayo frente a un sismo moderado adaptado de los parámetros que indican ambas normas para su análisis, resulta ser un dato de interés. Es a tener en cuenta que con la reciente actualización de la norma ya mencionada en comparación con la norma anterior respecto a la zonificación, tipo de suelo en la que se encuentra el edificio en el distrito de Huancayo y la regularidad, las fuerzas de inercia y fuerza cortante en la base puede ser mayor o menor si se analiza una norma frente a otras normas sismorresistentes. Con la actualización de la norma E-030 (sismo-resistente) se pretende conocer cómo influye en el diseño estructural de una edificación.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

Debido al cambio de parámetros de diseño con la actualización de la norma E-030 , como influye la actualización de la norma sismo-resistente en el diseño estructural de una edificio en el distrito de Huancayo, la actualización se da para evitar que las futuras edificaciones sufran daños significativos ante un evento sísmico y como actuaría según el pseudo espectro que mandan en las últimas dos normas sismo-resistentes así mismo como se da el cambio significativo en la seguridad de los diseños de las futuras edificaciones de viviendas multifamiliares y cuan económicas se vuelven con el cambio de la norma sismo-resistente, a su vez comparar las derivas de entrepiso del análisis sísmico de un edificio en el distrito de Huancayo, conocer como la actualización de la norma sismo-resistente actúa en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo es de suma importancia por la ubicación de la zona que la actual norma indica que se encuentra el distrito.

1.3. PROBLEMA GENERAL.

¿Cómo influye la aplicación de la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo?

1.4. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuán económico resulta el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo?

- ¿Cuál es la diferencia de la cuantía de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo?

- ¿Qué resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio se da respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo?

- ¿Cuán exigente resulta el diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo?

1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN:

1.5.1. OBJETIVO GENERAL:

Determinar cómo influye la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Conocer cuan económico resulta el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo.

- Conocer cuál es la diferencia de las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo.

- Comparar los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas

E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en el distrito de Huancayo.

- Conocer cuan exigente resulta el diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo.

1.6. JUSTIFICACIÓN:

- **Metodológica:** Los instrumentos utilizados permitirán facilitar la investigación con la recolección de datos mediante la ficha de observación
- **Social:** La presente investigación corroborara que el cambio de la norma sismo-resistente genera un cambio significativo en la seguridad y economía del diseño estructural de los edificios destinados a ser viviendas multifamiliares.

1.7. HIPÓTESIS:

1.7.1. HIPOTESIS GENERAL

La aplicación de la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo, influye significativamente en la resistencia de la construcción.

1.7.2. HIPOTESIS ESPECIFICAS

- En el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo resulta más económico para la E-030-2016.

- Las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo son diferentes.
- Los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en el distrito de Huancayo son significativos.
- La exigencia del diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo es significativa.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES:

2.1.1. INTERNACIONALES:

- En el año 2015 en España, José Froylán Málaga Cardoza sustento la tesis ***ESTUDIO COMPARATIVO DE DISTINTAS NORMAS INTERNACIONALES RESPECTO DE LA APLICACIÓN DE LOS ESPETROS SISMISCOS DE RESPUESTA*** a la Escuela Técnica Superior De Caminos Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid dándose las siguientes conclusiones.
 - La norma más desfavorable es la norma costarricense, seguida por la argelina, la peruana y la española. Como era de esperar España es el país con menos influencia sísmica destacando también que el espectro sísmico empleado no es ni mucho

menos el general a ser empleado en el territorio español.

- El espectro sísmico de la norma peruana es más general, ya que aproximadamente 1/3 del país debe regirse por el (asumiendo que las condiciones del terreno son similares).
 - La norma argelina es la más compleja en términos de los parámetros utilizados y su formulación. Su espectro sísmico como el general para el país, pero debido a la gran extensión del territorio no puede considerarse como despreciable.
 - El espectro sísmico costarricense es el más desfavorable debido a que la reducción no es tan grande como en los demás casos (tiene aceleración del terreno similar al de la norma peruana además del factor de importancia) y por consecuencia será el más costoso.
- En el año 2013 en Colombia, Adolfo Mario Ahumada Matrodoménico – Manuel Antonio Barrera Diaz – Kevyn Eduardo De Sales Vergara sustentaron la tesis ***ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO PARA UNA EDIFICACION DE 5 NIVELES, SEGN LAS NORMAS COLOMBIANAS DE SISMORRESISTENCIA NSR-98 Y LA NSR-10, EN ZONA DE AMENAZA SISMICA INTERMEDIA*** Facultad de Ingeniería de la Corporación Universitaria de la Costa dándose las siguientes conclusiones.
- Se puede afirmar que la NSR10 es más estricta con aquellas estructuras que de alguna manera están diseñadas con características geométricas poco recomendadas, manifestadas con irregularidades en

altura o en ausencia de redundancia en su sistema estructural.

- El cambio del espectro de aceleraciones muestra inicialmente un aumento apreciable en el valor de la aceleración máxima de diseño. Sin embargo la determinación del periodo fundamental de la estructura y otros cambios que trajo la NSR10. Permitio emparejar la cortante basal.
- En el año 2013 en Venezuela, Keyberling Lopez Guebara – Astrid Sofia Matheus Damiani sustentaron la tesis ***EVALUACION DEL IMPACTO EN LA SELECCIÓN DE NORMAS SISMICAS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN INSTALACIONES INDUSTRIALES*** a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica Andrés Bello dándose las siguientes conclusiones.
 - Se obtuvieron las gráficas de coeficientes de corte basal versus periodo, mediante la evaluación de los requisitos específicos de cada una de las normas y especificaciones con los cuales se construyeron los gráficos comparativos necesarios para el análisis.
 - Mediante el análisis de los graficas mencionadas, se realizó una comparación entre las normas y especificaciones ASCE 7-10, PDVSA JA y UBC 97.
 - Se determinó la norma que genera mayores coeficientes de corte y por lo tanto la más conservadora para cada tipo de estructura; en el caso de recipientes verticales se obtuvo la especificación ASCE 7-10, para recipientes horizontales la PDVSA JA-221 y finalmente para la estructuras de concreto y estructuras de acero (tanto

para pórticos arriostrados como para pórticos a momento) la ASCE 7-10 genero resultados más conservadores.

- Se determinó el impacto que genera la selección de estas normas sísmicas para las estructuras y equipos en el marco de proyectos industriales, resultando la especificación ASCE 7-10 la de mayor exigencia en lo que respecta al coeficiente de corte, seguida por la PDVSA JA -221
 - Al analizar los resultados se concluye que las normas y especificaciones norteamericanas resultan cada vez mas conservadoras, esto se puede apreciar comparando los resultados obtenidos, donde la UBC 97 siendo de mayor antigüedad genera resultados menos exigentes
- En el año 2012 en Chile, José Santiago Rojas Bories sustento la tesis ***COMPARACION DE PARAMETROS DE RESPUESTA SISMICA Y DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES D EDIFIOS EN ALTURA DE HORMIGON ARMADO, FRENTE A LOS REQUERIMIENTOS DE LOS DECRETOS SUPREMOS 60 Y 61*** a la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas del Departamento de Ingeniería civil de la Universidad de Chile se concluyó lo siguiente:
- Existen diferencias en los parámetros de respuesta sísmica y en el diseño de muros entre los dos diseños de cada edificio. Estas diferencias van ligadas al tipo de suelo que determina la sollicitación sísmica sobre el edificio y a la estructuración de este.

- En todos los edificios estudiados el factor de reducción de la aceleración espectral R^* fue definido, para ambas direcciones, por el corte basal mínimo, ya que al tratarse de edificios en altura, los periodos fundamentales suelen ubicar al edificio en el rango del espectro de diseño en que las aceleraciones son bajas.
 - Con respecto a los desplazamientos relativos entre pisos, estos varían junto con el factor S que define el espectro de diseño. Al mismo tiempo, el movimiento del edificio cambia con cambio de rigidez, pero esto no genera grandes cambios con respecto al modelo antiguo.
 - Se puede tener una nueva idea de como estos nuevos requerimientos de diseño afectan al momento de diseñar un edificio, pero es importante poder identificar especialmente como afecta cada uno de ellos
 - Esta información pretende ser una ayuda para el grupo de especialistas participantes en proyectos de diseño establecidos en los decretos 60 y 61.
- En el año 2011 en Ecuador, Darvy M. Picoita sustento la tesis ***ELABORACION DE NUEVOS ESPECROS SISMICOS DE DISEÑO EN ACELERACIONES PARA EL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION 2011*** al Colegio de Ciencias e Ingeniería de la Universidad San Francisco de Quito se concluyó lo siguiente:
- En general el aumento de la aceleración sísmica resultado de haber evaluado la gráfica del espectro respuesta a la aceleración sísmica en la propuesta

USFQ y CEC-11 se tiene secciones más grandes con cuantías ligeramente más grandes.

- En edificios modelos de 5 pisos no se diferencia en mucho con respecto a los 3 modelos ya que las secciones e columna y viga no representan un cambio en cuantía de acero y hormigón mayor al 5% que fácilmente se recupera realizando un correcto chequeo de conexiones y acercándose un poco más al límite de deriva.
- En cuanto a la cuantía de acero la diferencia ya se incrementa en más del 40% entre las nuevas propuestas y CEC-01; USFQ Y CEC-11 ya están muy cerca en tendencia y cuantía que diera lo mismo diseñar en cualquiera de los dos.

2.1.2. NACIONALES:

- En el año 2015, Jessica Stephany Ramirez Villalva - Jorge Sanchez Obregon sustentaron la tesis ***COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES MEDIANAS IRREGUARES DE SISTEMA DUAL , APLICANDO LA NORMA E.030 2006 Y EL PROYECTO DE NORMA 2014 EN LIMA METROPOLITANA*** a la Facultad de Ingeniería y arquitectura de la Universidad de San Martín de Porres llegando a las siguientes conclusiones:
 - La propuesta para el cambio de los parámetros de zonificación, hace que el porcentaje de participación de peligro sísmico incremente en 12.5 por ciento para la obtención de la cortante basal para la zona 4(2014) vs zona 3 (2006) en referencia al edificio Meridian, centro comercial y Comisaría PNP.

- La categorización de las edificaciones se mantiene con su valor nominal, por lo tanto no habrá mayor incremento en el cálculo de la cortante basal para cada caso en estudio; en consecuencia se rechaza la hipótesis de investigación.
 - En la evaluación del edificio Meridian y la Comisaria PNP Sagitario los parámetros de sitio no sufre incremento entre las dos normas, por tanto no habrá un incremento entre las dos normas, por lo tanto no habrá un incremento en la cortante basal.
- En el año 2014. Alberto Andre Vergara Luna Victoria – Mario Cesar Zevallos Esquivel sustentaron la tesis ***ANALISIS SISMICO POR DESEMPEÑO ESTATICO NO LINEAL DE UN EDIFIO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD*** a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, llegando a las siguientes conclusiones:
- El análisis no lineal estático pushover, es un método mediante el cual podemos entender el comportamiento de la estructura ante un sismo, porque nos presenta la secuencia de aparición de rotulas que poco llevan al colapso, utilizando la Norma Peruana E-030 se puede obtener el nivel de daño producida.
 - En los análisis del edificio de 6 niveles utilizando la demanda de la norma peruana. Para este trabajo en particular obtienen un desempeño generoso respecto al punto de control, esto nos indica que la norma peruana es conservadora.
- En el año 2004. Luis Eduardo Andrade Insua sustento la tesis ***CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS***

DE DISEÑO SISMORRESISTENTE a la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica Del Perú llegando a las siguientes conclusiones:

- El análisis Para un grupo de edificios de las mismas características, existe variabilidad en la capacidad, la demanda y los estados de daño. Debido a esta variabilidad es necesario emplear un método que permita estimar probabilísticamente el desempeño de las estructuras ante un determinado nivel de demanda sísmica.
 - También, fue posible comparar las demandas de rigidez del código peruano con respecto a las de otros códigos sísmicos mediante un Índice de Rigurosidad Relativo a lo largo del espectro, el cual se calcula como el cociente entre el Índice de Rigurosidad del código del país correspondiente y el Índice de Rigurosidad del código peruano.
 - Es difícil cuantificar las demandas de rigidez de los distintos códigos estudiados debido a las diferencias existentes tanto en los valores límites de la deriva de entrepiso, como en los procedimientos de cálculo del desplazamiento lateral.
- En el año 2002, Mavila Giuseppe Negrini sustento la tesis **ANALISIS COMPARATIVO DE LA NORMA SISMORRESISTENTE EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO** a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Piura, llegando a las siguientes conclusiones:
- El propósito de la tesis es evaluar de una manera puntual el nivel de sobre-resistencia sísmica que la

norma sismorresistente (NTE-030) estipula a través de su metodología de análisis

- Es conocido que el reglamento sismorresistente peruano ha considerado criterio similares a los empleados en reglamentos extranjeros, tratando de ir acorde con las tendencias de análisis y diseño actuales sin embargo la norma necesita ser calibrada.
- El análisis consistió en determinar desplazamientos relativos que ocurren a nivel de entrepiso siguiendo los lineamientos de la NTE-030. La estructuración de ambas edificaciones se definió para que cumplan lo especificado en dicha norma.

2.1.3. LOCALES:

- En el año 2016, Ángel Andrés Recuay Baquerizo sustentó la tesis **DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO “FEDERACION MEDICA” DISEÑADO CON LA NORMA E.030 (2006) COMPARADO CON EL PROYECTO DE NORMA E.030 (2014) EN HUANCAYO** donde analiza el desempeño sísmico de la edificación frente al nivel de amenaza sísmica que indica la norma E.030(2006) comparando con el proyecto de norma E.030 (2014) llegando a las siguientes conclusiones:
 - La sobre resistencia es mejor en 17% en la dirección X-X y en 40% en la dirección Y-Y.
 - La ductilidad es mejor en 35% en las dos direcciones.
 - Que ante las derivas del 200/00 no colapsaría.

- Ante los tres niveles de peligro sísmico el edificio de la Federación Médica siempre estaría Totalmente operacional.
- Los resultados de este estudio indican que la norma E.030 (2014) en promedio general nos arroja mejores resultados en el desempeño sísmico en un porcentaje del 25 % que la norma E.030 (2006).

2.2. BASES TEORICAS:

2.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Antonio Blanco (1990) sostiene:

La mayoría de los códigos reconoce la complejidad de diseño sísmico de las edificaciones y define alcances u objetivos generales. En el caso de la norma peruana el criterio de la norma resistente se expresa señalando:

Las edificaciones se comportarían ante los sismos considerando:

- a) Resistir sismos leves sin cambios
- b) Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves
- c) Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación (p. 1).

Cuando una edificación colapsa es porque fallo y se desplomo parcialmente o totalmente la estructura con la posibilidad de ocurrencia de muertes, la filosofía de diseño indica que se debe evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Esto se da por la ubicación geográfica del Perú donde la seguridad estructural es un

tema muy importante en las edificaciones que son sometidas por las acciones de fenómenos naturales como los sismos cuyo origen se da frecuentemente en la acción de las placas continentales y oceánicas.

2.2.2. PELIGRO SISMICO

Miguel Herraiz (1997) sostiene: “se entiende por peligrosidad sísmica (seismic hazard) a la probabilidad de que un parámetro elegido para medir el movimiento del suelo (desplazamiento, velocidad, aceleración, magnitud, intensidad) supere un nivel dado a lo largo del tiempo que considera de interés” (p. 101) y como consecuencia provocar un fenómeno físico, Siendo así la descripción de los efectos provocados por los terremotos en un área determinada.

El Perú se encuentra dentro de la franja de sismicidad más importante de la periferia del Océano Pacífico que es conocida como el cinturón de fuego. La actividad sísmica está relacionada con el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana que genera una constante acumulación de energía liberándose en forma de terremotos. La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio con un periodo de retorno de 475 años aproximadamente, la norma E-030-2006 Y E-030-2016 indican que la aceleración máxima del terreno de la zonificación tiene una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Desde el punto de vista estructural las aceleraciones del suelo duro para los sismos severos son de gran importancia, es por ello que en la norma E-030-2016 se actualizó la aceleración máxima para cada zona que determinó el comité

técnico en base a mapas de aceleraciones sísmicas elaboradas por especialistas.

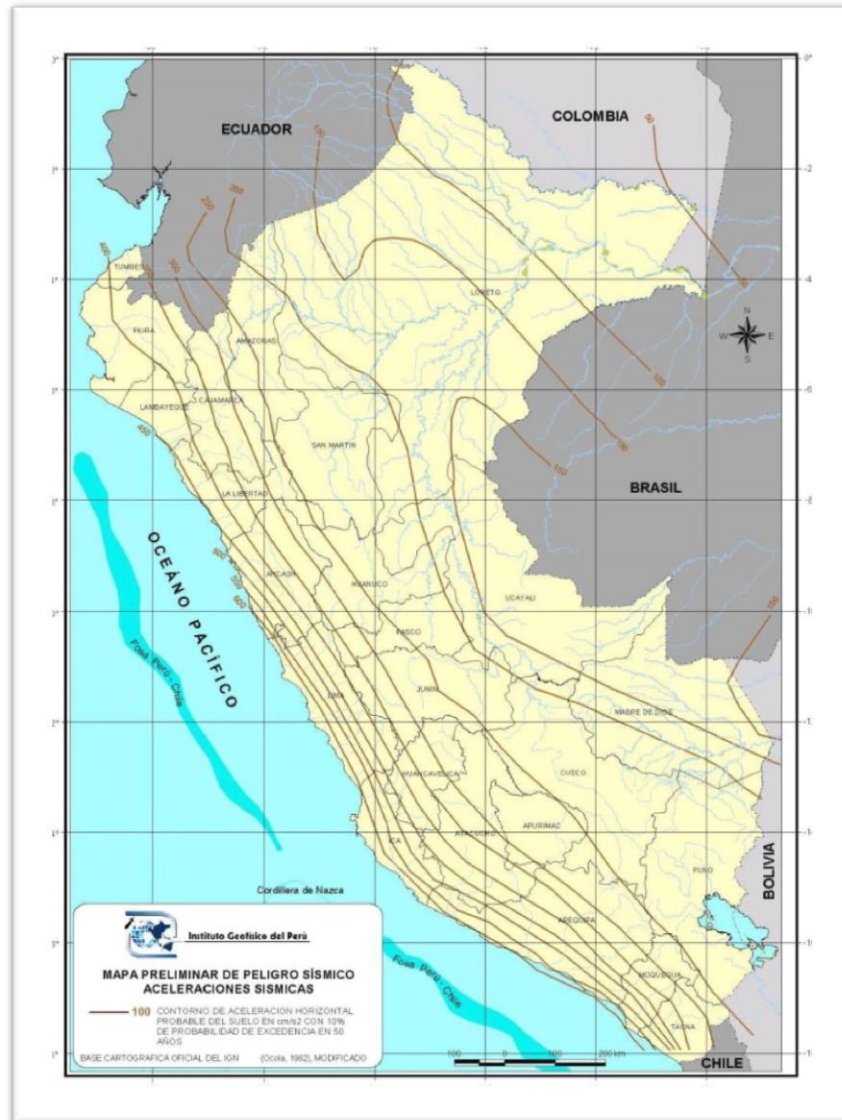


Figura 2.1. Mapa de aceleraciones sísmicas del territorio nacional (IGP)

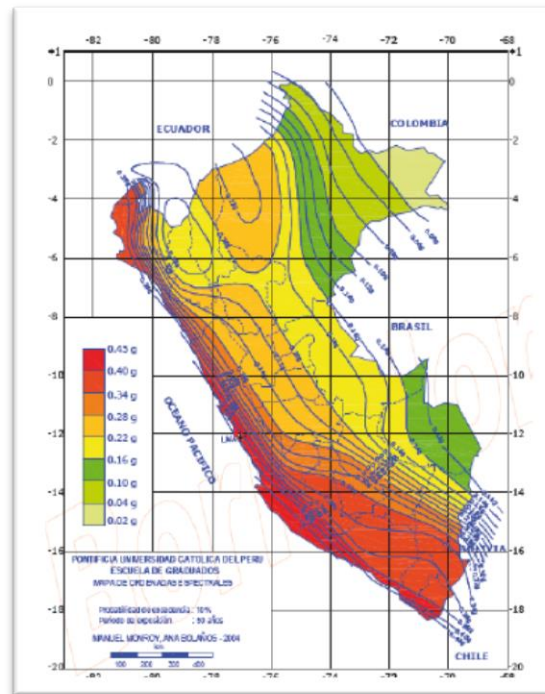


Figura 2.2. Mapa de aceleraciones sísmicas del territorio nacional (Monroy y Bolaños, 2004)

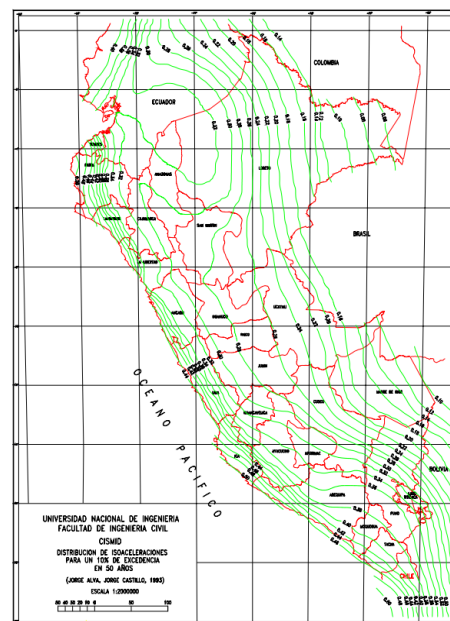


Figura 2.3. Mapa de aceleraciones sísmicas del territorio nacional (Alva y Catillo, 1993)

En la norma E.030-2006 se consideraba solo 3 zonas sísmicas:



Figura 2.4 Mapa de Zonificación sísmica
(Reglamento nacional de edificaciones E-030, 2006)

Tabla 2.1
Factores de aceleración E.030-2006

Zona	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Nota: Adaptado de "E-030", Reglamento nacional de edificaciones, 2006, El Peruano, p.209.

Este factor Z se interpreta como la aceleración máxima del suelo con una probabilidad de 10% de ser excedida e 50años.

La actualización de la norma E-030 se da con el fin de asegurar los diseños de las edificaciones nuevas, reforzamiento de las edificaciones existentes y reparación de las mismas ante un futuro evento sísmico.

En la última actualización de la norma E-030 se dividió el territorio nacional en 4 zonas sísmicas

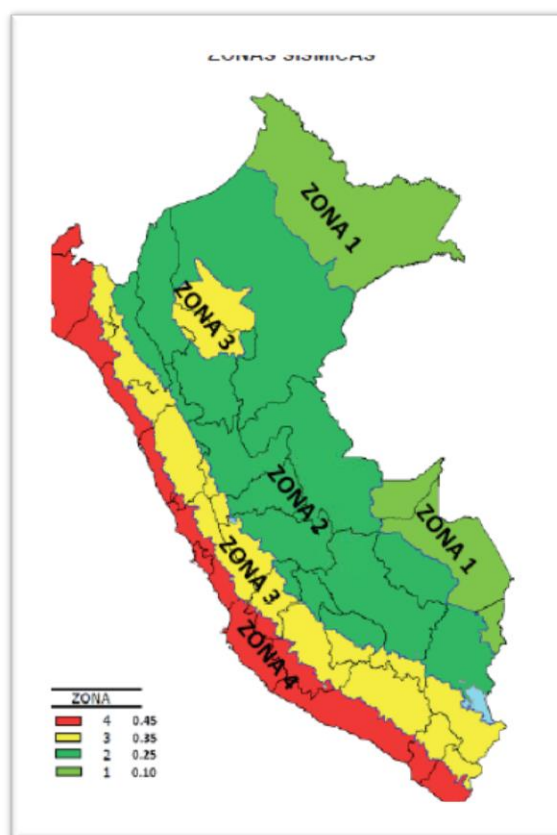


Figura 2.5 Mapa de Zonificación sísmica
(Reglamento nacional de edificaciones E-030, 2016)

“La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral” (Reglamento nacional de edificaciones E-030, 2016)

A cada zona se le asigna un factor Z según la tabla:

Tabla 2.2
Factores de aceleración E-030-2016

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota: Adaptado de "E-030", Reglamento nacional de edificaciones, 2016, El Peruano, p.576295.

Este factor Z se interpreta como la aceleración máxima del suelo con una probabilidad de 10% de ser excedida e 50años.

2.2.3. CONDICIONES GEOTECNICAS

Según la norma E-030-2016 ahora en la clasificación de suelos se tendrán 5 tipos de perfiles tal como se muestra en la tabla 2.4 que se da como resultado de los promedios de propagación de las velocidades de las ondas de corte a diferencia de la norma E-030-2006 que tiene 4 tipos de perfiles tal como se muestra en la tabla 2.3.

Tabla 2.3
Perfiles del suelo E-030-2006

Tipo	Descripción
S1	Roca o suelos muy rígidos
S2	Suelos intermedios
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor
S4	Condiciones especiales

Nota: Adaptado de "E-030", Reglamento nacional de edificaciones, 2006, El Peruano, p.209.

Tabla 2.4
Perfiles del suelo E-030-2016

Tipo	Descripción
So	Roca dura
S1	Roca o suelos muy rígidos
S2	Suelos intermedios
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor
S4	Condiciones especiales

Nota: Adaptado de "E-030", Reglamento nacional de edificaciones, 2016, El Peruano, p.576297.

2.2.4. CATEGORIA, SISMETA ESTRUCTURAL

El tamaño, forma, función, geometría del edificio y localización de los elementos estructurales se denomina configuración del edificio, estas características influyen en el diseño sismo resistente por ello que cada edificio representa un problema particular.

Según la norma E-030 las edificaciones se clasifican de acuerdo a las categorías, factor de uso. En la norma actual E030-2016 con respecto a la norma E-030-2006 no hubo cambio de la categoría C correspondiente a edificaciones comunes respecto al factor de uso (U) que sigue siendo 1.0

Tabla 2.5
Categoría y factor de uso de la edificación E-030-2006-2016

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0

Nota: Adaptado de "E-030", Reglamento nacional de edificaciones, 2016, El Peruano, p.576298.

El sistema estructural del presente trabajo se encuentra dentro de las estructuras de concreto armado. Siendo la categoría C la que puede usar cualquier sistema estructural de concreto armado sin importar la zonificación según la norma E-030.

2.2.5. REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

Wakabayashi, Martínez (1990) sostiene que la configuración del edificio debe tener simplicidad porque es deseable una configuración sencilla, compactidad y una gran rigidez torsional donde el centro de rigidez del edificio debe coincidir con el centro de masa (p.244). San Bartolomé, Quiun.Silva,(2014) recomiendan que se deben preferir formas simples de bloques rectangulares debiendo evitarse formas irregulares de esquinas entrantes como T, L, U, H a menos que se separen con juntas sísmicas, de no

ser así las esquinas de la losa podrían agrietarse debido al cambio brusco de sus propiedades resistentes. La norma E-030-2016 asigna un factor de 0.90 a la irregularidad de esquinas entrantes para subirle la resistencia el diseño de edificaciones.

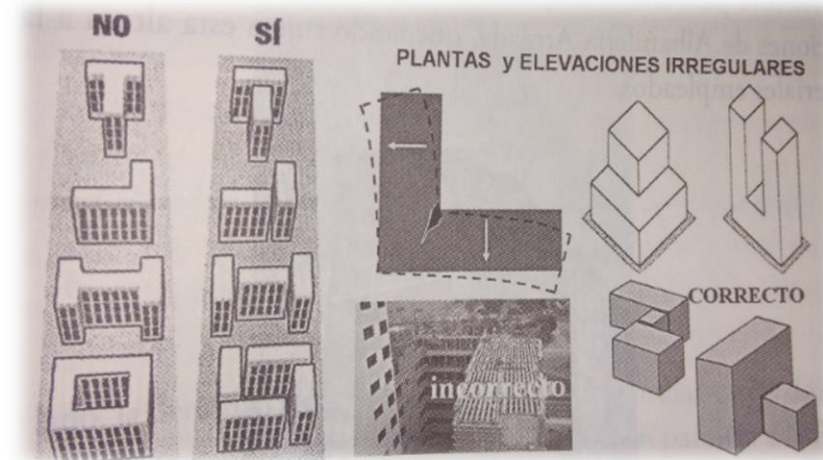


Figura 2.6. Formas de edificios con planta y elevación indeseables y deseables (San Bartolomé, Quiun.Silva, 2014)

Con respecto a la regularidad de la edificación se relacionara con la simetría, cuanto más simétrico las concentraciones de esfuerzos y torsión disminuirán, pero también la regularidad por simetría puede ser afectado con efectos de torsión debido a la distribución excéntrica de rigideces y masas es por ello que desde el punto de vista estructural a las edificaciones se les designa como regular o irregular.

- **Estructuras regulares:** son estructuras que no tienen discontinuidades físicas en planta y elevación en su configuración resistente a cargas laterales
- **Estructuras irregulares:** son estructuras que tienen discontinuidades físicas considerables en planta y elevación

- **Piso blando:** En la norma E-030-2006 indica que la suma de las áreas transversales de cada uno de los elementos estructurales resistentes al corte en cada dirección es menor que 85% de la suma del entrepiso superior o menor al 90% del promedio de los tres entrepisos superiores. En la actualización de la norma E-030-2016 ya se considera como piso blando si hay una diferencia de mayor a 1.4 veces la deriva con la distorsión de entrepiso inmediato superior, o si es 1.25 veces mayor del promedio de las derivas de los tres pisos inmediatos superiores.

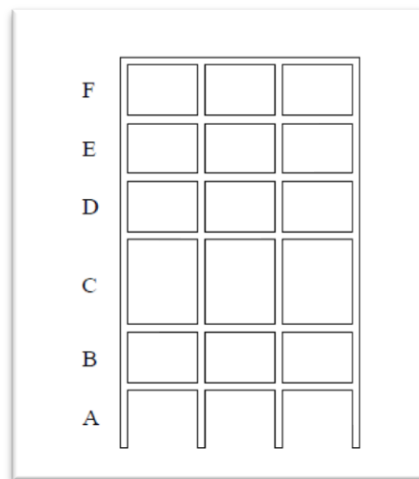


Figura 2.7. Irregularidad de rigidez (piso blando)
(Goytia y Villanueva , 2001)

- **Irregularidad de masa:** Morales (2006) sostiene “que hay irregularidad de masa cuando un piso adyacente es superado en un 150% de su masa” (p. 223).

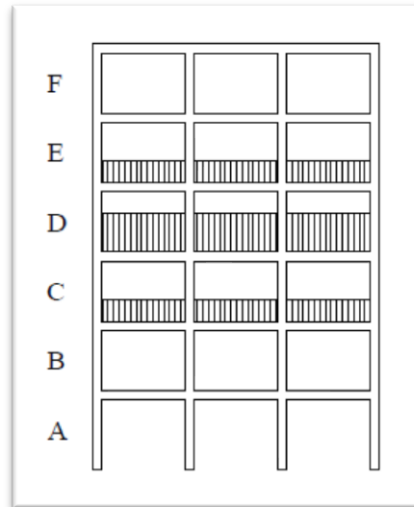


Figura 2.8. Irregularidad de peso (masa)
(Goytia y Villanueva, 2001)

- **Irregularidad vertical geométrica:** Morales (2006) sostiene “que hay irregularidad vertical geométrica cuando la dimensión en planta es mayor en 130% en un piso adyacente” (p. 223).

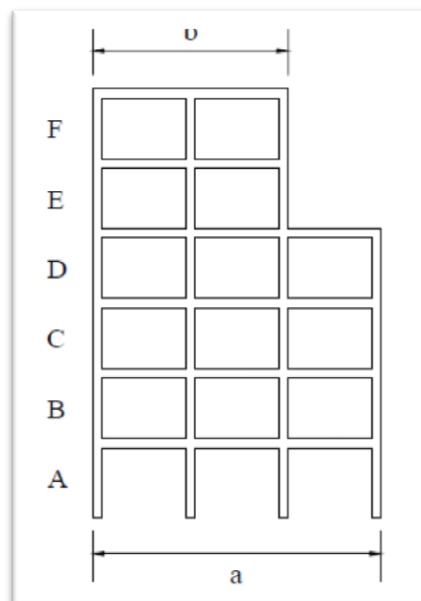


Figura 2.9. Irregularidad vertical geométrica
(Goytia y Villanueva, 2001)

El Reglamento nacional de Edificaciones, E-030 (2016) indica que las estructuras regulares en su configuración resisten cargas laterales y no presentan las irregularidades indicadas en las siguientes tablas a diferencia de las estructuras irregulares.

Tabla 2.6
Factores de irregularidad en altura E-030-2016

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad <i>la</i>
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
Discontinuidad extrema de los Sistemas	0.6

Nota: Adaptado de “E.030”, Reglamento nacional de edificaciones, 2016, El Peruano, p.576299.

Tabla 2.7
Factores de irregularidad en planta E-030-2016

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.9
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.9

Nota: Adaptado de "E-030", Reglamento nacional de edificaciones, 2016, El Peruano, p.576300.

Tabla 2.8
Categoría e irregularidad E.030-2016

CATEGRIA	ZONA	DESCRIPCIÓN
	4y3	No se permiten irregularidades extremas
C	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota: Adaptado de "E-030", Reglamento nacional de edificaciones, 2016, El Peruano, p.576300.

El Reglamento nacional de Edificaciones, E030 (2006) limita a que las irregularidades en planta y elevación se multiplicaran al coeficiente de reducción "R" por un factor de 0.75

2.2.6. ANALISIS SISMICO

Antonio Blanco (1990) sostiene que el diseño sismo-resistente es único ya que la fuerza de inercia que producen los sismos son superiores a la carga más severa que ha de soportar la estructura durante su vida útil, es por ello el diseño debe estar orientado a evitar una falla frágil buscando lograr el comportamiento elástico de la edificación para los sismos leves que tienden a ser frecuentes y el comportamiento inelástico de la edificación para los sismos severos que tienen una pequeña probabilidad de que ocurran (p. 2).

En concordancia con los principios de diseño sismo-resistente se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

El análisis podrá desarrollarse usando las solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

En el reglamento E030 2016 indica:

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá

suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis. Siendo así la etapa previa para el diseño de las estructuras de concreto armado ante un conjunto de solicitaciones, previo dimensionamiento que satisfaga los requerimientos y economía del proyecto y diseñar para los máximos efectos que produzcan las cargas exteriores amplificadas.

2.2.7. MODELOS PARA EL ANALISIS

Angel San Bartolome (2014) indica que si se aplican métodos racionales de cálculo al modelo estructural y se contempla los efectos del proceso constructivo, el empleo de cualquier técnica de solución de análisis es válido para determinar los desplazamientos laterales de la edificación así como las fuerzas internas en los elementos estructurales (p. 221) Para la norma E-030 en el modelo de análisis se deben considerar una distribución de masas y rigideces que sean adecuadas para el modelamiento estructural. Para el proyecto se realizaran los análisis sísmicos mediante el uso de software ETABS V15 siendo una ventaja para idealizar cualquier estructura y determinar sus respuestas ante un movimiento del terreno prescrito.

2.2.8. PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS SISMICO

Wakabayashi, Martinez (1990) sostiene que bajo un punto de vista de ingeniería mientras más riguroso sea el análisis del comportamiento de las estructuras bajo las fuerzas sísmicas, el diseño será más confiable y económico, pero se debe realizar un análisis apropiado de acuerdo a las características relevantes de la estructura (p.219). El análisis se debe de realizar en concordancia con la importancia, zona, configuración estructural de la edificación y para ello los métodos de análisis sismorresistentes para las edificaciones son el método de análisis estático cuyo análisis se da con la fuerza lateral equivalente y el método de análisis dinámico modal, que se encuentran en la norma E-030-2006 y E-030-2016.

2.2.9. METODO ESTATICO.

Wakabayashi, Martinez (1990) indica que este método de análisis es adoptado por las normas de diseño por su simplicidad de aplicación al diseño sísmico (p. 220). Este método se caracteriza por usar el análisis de fuerza lateral equivalente o también señalado en la norma E-030-2016 como fuerza estática equivalente. Siendo un proceso en el cual la fuerza sísmica o cortante basal "V"=H se reemplaza por una fuerza lateral equivalente en las direcciones principales de la edificación que se distribuirán por cada piso y estas fuerzas sísmicas variaran con la altura del edificio . La fuerza sísmica de diseño será aquella esperada según la zonificación, configuración e importancia de la edificación.

Dónde:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times V$$

$$H = V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

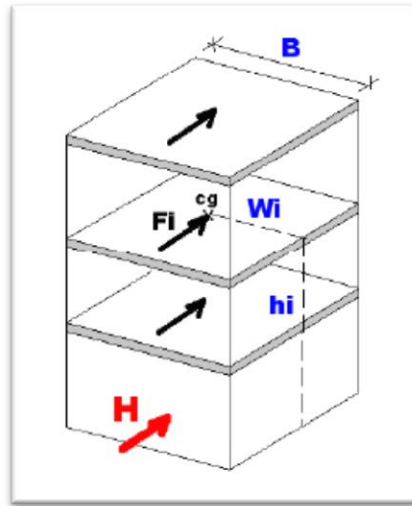


Figura 2.10. Determinación por las fuerzas de inercia inducidas por el sismo (San Bartolomé, Quiun.Silva, 2014)

De la figura 2.7 W_i (peso no acumulado de cada piso), h_i es la altura en cada piso, F_i (fuerza lateral), Z (coeficiente de zonificación), U (factor de uso de la edificación), C (coeficiente de amplificación sísmica), S (factor del tipo de suelo), R (regularidad de la edificación)

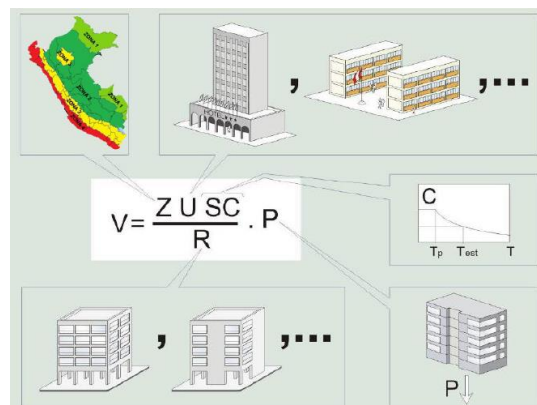


Figura 2.11. Determinación de la cortante basal (Muñoz, 2016)

Para la norma E-030-2006 las edificaciones se deben de analizar por este método solo si son de baja altura y que no presenten irregularidades (que sean edificios regulares).

Para la norma E-030-2016 las edificaciones ya sean regulares o irregulares podrán analizarse por este método si se encuentran en la zona 1 (Z1)

Para la cortante basal “H” un valor que no ha cambiado en la actualización de la norma es el valor mínimo que debe de tomar

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \text{ en: } H = V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Los valores de C dependerán de la siguiente expresión indicada en el numeral 2.5 de la norma E-030-2016.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T < T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p + T_l}{T^2} \right)$$

En el presente proyecto se calculara la cortante basal estática porque tanto la E-030-2006 como la E-030-2016 indican que el 90% de la cortante basal estática para estructuras irregulares no debe ser mayor que la cortante basal calculada en el análisis dinámico.

2.2.10. METODO DINAMICO

Goytia, Villanueva(2001) sostiene: “ el análisis debe basarse en una representación apropiada del movimiento del suelo y debe realizarse utilizando principios aceptados de la dinámica” (p. 175).

El método dinámico es usado cuando se requiere una evaluación más acertada de la fuerza sísmica más y del comportamiento estructural que se realiza por medio de procedimientos de combinación espectral. En la norma E-030-2006 indica que las edificaciones especiales se deberá usar el análisis tiempo Historia y para edificaciones convencionales se deberá usar el procedimiento de combinación espectral, con la actualización de la norma la E-030-2016 indica que los análisis se harán con el análisis dinámico modal espectral y que con fines de verificación se usara el análisis tiempo historia, el análisis tiempo historia no será exigido como análisis de diseño.

Para el análisis dinámico se hace uso de los pseudo espectros sísmicos, cuya forma de cómo se elabora se encuentra en la norma E-030-2006 y E-030-2016.

El análisis modal se realiza para determinar la respuesta dinámica de la estructura con varios grados de libertad, donde se obtienen las respuestas máximas por cada modo independientemente. En lo referente se presentaran las ecuaciones que rigen los movimientos dinámicos de las estructuras usando el método matricial para mayor entendimiento del análisis dinámico.

- ANÁLISIS DINÁMICO DE SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Piqué, Scaletti (1991) consideran que para el equilibrio dinámico de las edificaciones sometidas a movimientos sísmicos no se tienen fuerzas externas sino más bien fuerzas de inercia (masa por aceleración) generadas por el peso de cada piso en la estructura, que son fuerzas horizontales aplicadas a nivel de cada entrepiso (p.3-2).

Para analizar una edificación de múltiples pisos que por movimientos sísmicos tienden a estar sujetas a fuerzas que varían con el tiempo, se suele representar con el modelo matemático de masas concentradas, donde cada masa concentrada por piso representa un grado de libertad con una ecuación de equilibrio dinámico.

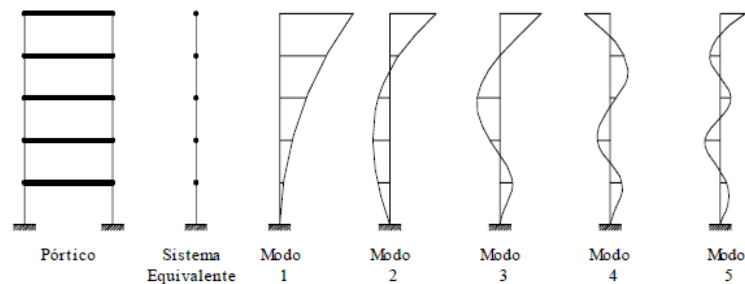


Figura 2.12. Idealización de un pórtico a un sistema equivalente de masas concentradas y sus modos de vibración (Goytia, Villanueva 2001)

La ecuación de equilibrio dinámico se expresa matricialmente de la siguiente manera:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\}$$

Dónde:

$[M]$: Matriz de masa

$[K]$: Matriz de rigidez

$\{\ddot{U}\}$: Vector de aceleraciones

$\{\dot{U}\}$: Vector de velocidades

$\{U\}$: Vector de desplazamiento

$[C]$: Matriz de amortiguamiento

$\{P(t)\}$: Vector de fuerzas dinámicas aplicadas

Siendo el sistema de ecuaciones que gobiernan los problemas de dinámica de estructuras. Pero si se va a

hacer un análisis modal no es necesario contar con la matriz de amortiguamiento [C] a menos que se realice un análisis no lineal.

- **ANALISIS MODAL**

Bazan y Meli (1990) considera que el análisis modal se denomina con más propiedad análisis modal espectral ya que implica el uso de modos de vibrar y espectros de diseño...(p. 238) La ilustración del método del análisis modal se efectuara mediante pórticos planos ya que con el avance de la informática resulta conveniente realizarlo con el análisis sísmico espacial, en el presente proyecto se hará uso del software SAP 2000 y ETABS. El análisis modal consiste en analizar las edificaciones con “n” grados de libertad convirtiéndolas en “n” ecuaciones independientes, obteniendo la respuesta máxima por cada modo de forma separada.

Al efectuar el análisis modal por medio de matrices, el amortiguamiento es considerado cero y no existen fuerzas externas, esto debido a que la respuesta dinámica de las estructuras están en función de las frecuencias, periodos de vibración y formas modales y es útil estudiar la estructura sin amortiguamiento cuando está sometido a una perturbación inicial.

Resultando la siguiente ecuación:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = 0$$

A esta ecuación que está dada para un sistema de varios grados de libertad se le imponen desplazamientos iniciales que puede ser descrita por una función armónica de donde se obtiene la ecuación de eigenvalores:

$$[K] - \omega_n^2 \cdot [M] \{X\} = 0$$

Dónde:

X : Forma de la deformada o amplitud relativa de movimiento

[M] : Matriz de masa

ω_n : Frecuencia natural

[K] : Matriz de rigidez

La forma de la deformada indica a los desplazamientos máximos que no están en función al tiempo.

A partir de la ecuación de los eigenvalores se pueden obtener los eigenvectores y con ello la matriz modal normalizada a partir de escalar o normalizar los modos con respecto a la matriz de masas M.

$$\Phi_i^T M \Phi_i = 1$$

Donde:

Φ : Modo natural normalizado

[Φ] : Matriz modal normalizada

Entonces:

$$\Phi_i = \frac{X_i}{\sqrt{X_i^T M X_i}}$$

El factor de participación vendría dado por:

$$\Gamma_i = \frac{X_i^T M I}{X_i^T M X_i}$$

Donde:

Γ_i : Factor de participación

I : Vector unitario

Para efectuar el análisis modal espectral que indica la norma E.030-2006 y E.030-2016, se utilizara un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Donde:

Z : Zona sísmica

U : Factor de uso de la edificación

C : Coeficiente de amplificación sísmica

S : Factor del suelo

R: Sistema estructural

g Aceleración de la gravedad

El amortiguamiento es introducido en la iésima combinación modal como una fracción de amortiguamiento crítico o porcentaje de amortiguamiento. Para la combinación modal la norma E.030-2006 indica que se combinen usando un promedio ponderado de la raíz cuadrada de la suma de las respuestas al cuadrado con la suma de los valores absolutos y alternativamente la combinación cuadrática completa. En la norma E.030-2016 indica que se debe de realizar mediante la combinación cuadrática completa y alternativamente el promedio ponderado de la raíz cuadrada de la suma de respuestas al cuadrado con la suma de los valores absolutos.

En el análisis modal se hace el uso de los espectros de diseño que se fabrican con los parámetros que indica la norma:

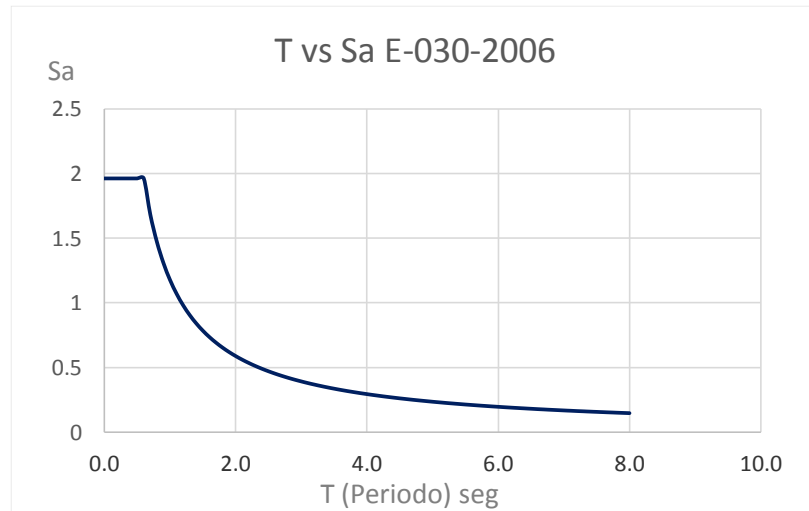


Figura 2.13. Pseudo espectro sísmico según los lineamientos de la norma E.060-2006 Fuente E-030-2006

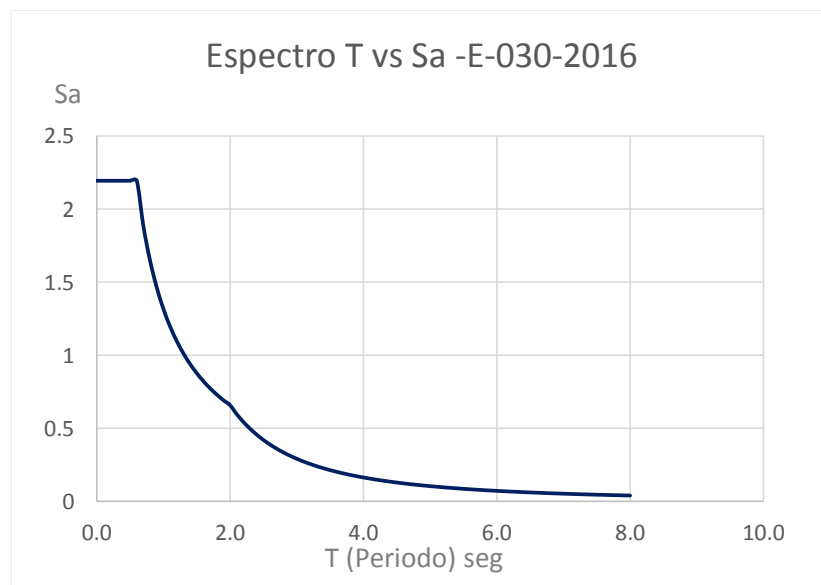


Figura 2.14. Pseudo espectro sísmico según los lineamientos de la norma E.060-2016. Fuente E-030-2016

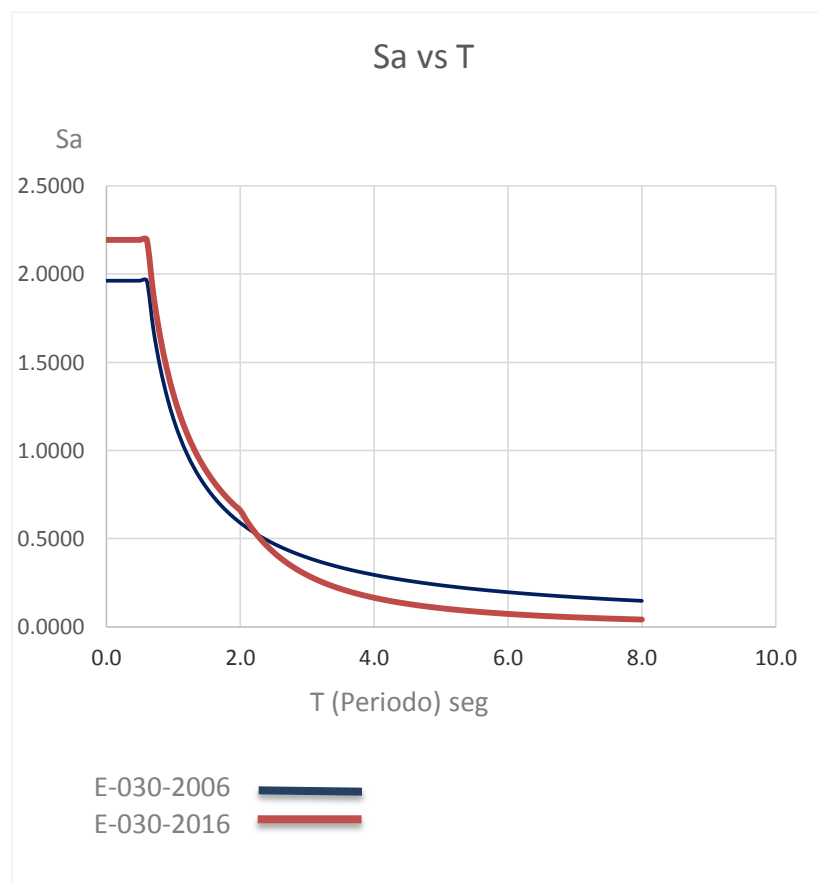


Figura 2.15. Comparación del pseudo espectro de aceleraciones de la norma E-030-2006 E-030-2016 para muros estructurales. Fuente E.030-2006,E-030-2016.

- ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Wakabayashi & Martinez (1990) consideran que el análisis tiempo historia es que de cada modo característico de la estructura se obtengan las historias en el tiempo respectivas y determina la respuesta de la estructura mediante una integración numérica en pequeños incrementos de tiempo, esta metodología puede ser usado a juicio del diseñador donde el modelo empleado puede ser linealmente inelástico o elástico, en el numeral 4.7 de la norma E-030-2016 indica que el análisis tiempo historia podrá usarse como un

procedimiento complementario donde se usaran como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones, es decir que el análisis tiempo historia se usara con fines de verificación pero no será empleado como un sustituto del análisis dinámico modal espectral y el análisis estático. Para la norma E.030-2006 en el numeral 18.3 indica que este análisis se podrá realizar suponiendo un comportamiento lineal elástico. Los registros de aceleraciones deberán de normalizarse a lugar de análisis.

El análisis tiempo historia se desarrollara con la ayuda del programa SeismoMatch V2016 y ETABS V15.

El análisis tiempo historia se realiza mediante el método paso a paso y los desplazamientos se efectúan procesos de integración numérica. Esto se da debido a que el factor de reducción R se le considera 1 y eso hace que la edificación entre en el rango inelástico.

Los registros sísmicos que se emplean para el análisis tiempo historia son de sismos reales. Los conjuntos de sismos constan de registros tomados en EO (este oeste) y NS (norte sur).

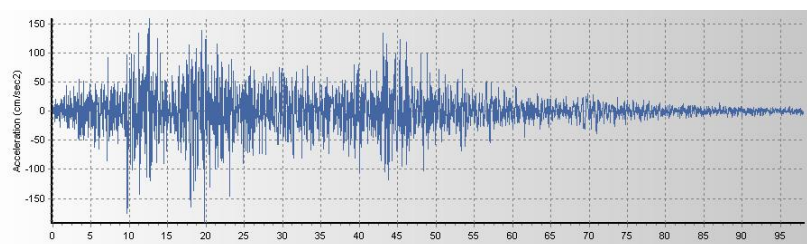


Figura 2.16. Registro del acelerograma del sismo LIMA 1974 (REDACIS). Fuente propia.

Villarreal & Diaz (2016) recomiendan que de preferencia los registros sísmicos de las aceleraciones deben de ser de estaciones acelerograficas que estén en suelos concordantes con las características del suelo del proyecto y escalados individualmente (p21).

2.2.11. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **SISMO:** Son vibraciones de la corteza terrestre provocado por el paso de las ondas sísmicas provenientes de una zona donde hubo liberación de energía.
- **PELIGRO SÍSMICO:** Probabilidad que se presente un sismo cuyos efectos y determinadas características superen un nivel dado durante cierto período de tiempo.
- **DERIVAS:** Son los desplazamientos que se generan por cada piso de la edificación debido a la fuerza horizontal actuante.

- **CARGAS DE SERVICIO:** Solicitaciones de acciones exteriores a las que pueden estar sometidas las estructuras como la sobrecarga.

- **COMPONENTES ESTRUCTURALES:** Aquellos elementos que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación.

- **RIESGO SÍSMICO:** Grado de pérdida, destrucción o daño esperado debido a la ocurrencia de un sismo. Depende fundamentalmente de la amenaza o peligro sísmico, la vulnerabilidad sísmica y el valor del elemento expuesto.

- **EL GRADO DE LIBERTAD:** es definido como el número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas relativas a sus posiciones originales.

- **LOS ESPECTROS DE RESPUESTA:** son gráficos que recogen las respuestas máximas de sistemas sencillos de un grado de libertad para diferentes períodos con igual fracción de amortiguamiento ante una excitación dada.

- **PERIODO:** Tiempo que se demora en completar un ciclo de vibración

- **RESISTENCIA:** Capacidad del sólido para soportar fuerzas y presiones.

- **DUCTILIDAD:** Capacidad del sólido para poder deformarse sin sufrir rotura.

CAPITULO III

METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

3.1. VARIABLES

3.1.1. DEFINICION CONCEPTUAL DE VARIABLES

- **VARIABLE INDEPENDIENTE (X).**- La normas E-030 2006-2016 son documentos legales que define la zonificación, coeficiente de ampliación sísmica, perfiles del suelo, coeficiente de reducción sísmica.
- **VARIABLE INDEPENDIENTE (Y).**- El diseño estructural de un edificio va a depender del diseño sísmico con los parámetros del documento legal E-030. Es una variable dependiente cuantitativa porque los datos a obtener serán numéricos.

3.1.2. DEFINICION OPERACIONAL DE VARIABLES

Tabla 3. 1
Operacionalización de variables

Nombre de la variable	Dimensiones	Indicadores
Las normas E030 2006-2016	Perfiles del suelo	S1,S2,S3,S4, S0
	Coeficiente de reducción sísmica.	R
	Zonificación.	Z1, Z2, Z3, Z4
	Coeficiente de ampliación sísmica.	C
Diseño estructural	Zonificación	Z1, Z2, Z3, Z4
	Categoría de uso	U
	Sistema estructural	Muros estructurales, dual
	Tipo de análisis sísmico	Estático, Dinámico

Nota: Operacionalización de variables. Fuente propia

3.2. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

3.2.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACION

De acuerdo a las características del estudio este es una investigación del tipo **APLICADA o TECNOLÓGICA** la cual es muy usada en Ingeniería civil ya que es la utilización de conocimientos en la práctica misma, permitiendo conocer el comportamiento de la norma actualizada E.030 en la zona de estudio. El nivel de

investigación será **DESCRIPTIVO EXPLICATIVO** con enfoque cuantitativo Sampieri (2006).

3.2.2. DISEÑO DE INVESTIGACION

El diseño de la investigación es **DESCRIPTIVO-EXPLICATIVO**, ya que de la muestra que es el edificio se obtendrá información relevante aplicando las normas E.030 2006-2016.

3.3. POBLACION O UNIVERSO

3.3.1. POBLACION

Diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo.

3.3.2. MUESTRA

El tipo de muestra es no aleatoria o dirigida que para efectos de la presente investigación se trata del edificio cuyo propietario está ubicado en el Jr. Junín 1464 del distrito de Huancayo, el mismo que se eligió por conveniencia al presente estudio.

3.4. TECNICAS, INSTRUMENTOS Y FUENTES DE RECOLECCION DE DATOS

3.4.1. TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS

Para recoger la información necesaria para la investigación se usara la técnica de observación con el uso de los planos, normas de diseño sismo-resistente, textos, libros, tesis nacionales e internacionales, artículos de internet, tesis. la cual nos permitirá obtener datos directamente de

los modelados estructurales que se realizaran con el uso del software en el diseño sísmico de las edificaciones

3.4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS

1. ETABS V15
2. EXCEL
3. SEISMOMACHT

3.4.3. FUENTES DE RECOLECCION DE DATOS

4. Planos de arquitectura
5. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación.
6. R.N.E. Norma E-030 (2006)
7. R.N.E. Norma E-030 (2016)
8. R.N.E. Norma E-060 (2009)
9. Tesis nacionales e internaciones, libros, revistas, artículos de internet, etc.

3.5. PROCESAMIENTO DE DATOS

Para resolver los problemas de cálculo, modelado, diseño sísmico se utilizara hará el uso de modelos matemáticos usando el programa ETABS V15 y el programa SEISMOMACHT

CAPITULO IV

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. INFORMACION GENERAL

4.2. CASO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación se estudiara una edificación de 5 pisos de categoría “C” común, con características de irregularidad de acuerdo al plano en planta de arquitectura, sin presencia problemas de irregularidad en altura, este edificio será estudiado según la norma E-030-2006 y E-030-2016 y así contrastar las hipótesis, problemas y objetivos planteados para esta investigación.

4.2.1. EDIFICIO DE CINCO NIVELES

El proyecto a estudiar en un edificio multifamiliar de 5 niveles con alturas libres de entrepiso de 2.10m, para lo cual la configuración estructural según la E-030-2016 será de muros estructurales debido a las exigencias y restricciones que indica la norma, de acuerdo a la norma E-

030-2006 la configuración estructural será del sistema dual.
Ver figura.

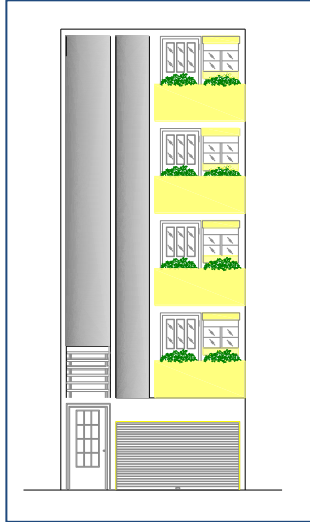


Figura 4.1. Elevación de la edificación. Fuente propia

4.2.2. UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en el Jr. Junín 1464 del distrito de Huancayo Provincia Huancayo Departamento de Junín.

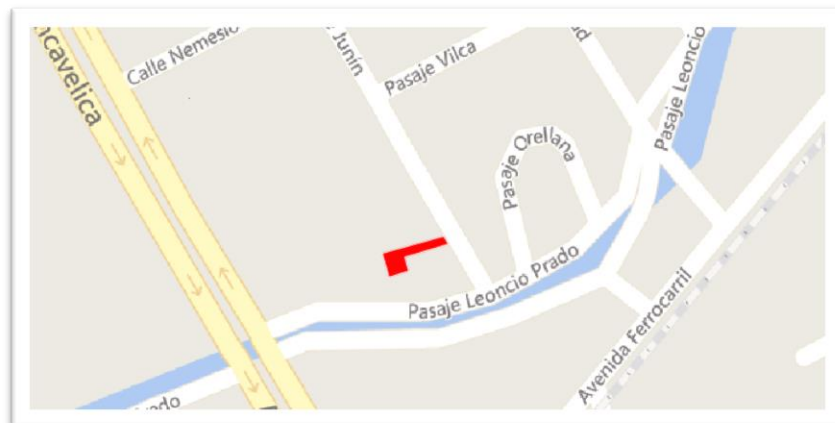


Figura 4.2. Vista de la ubicación del proyecto a partir de una imagen satelital. Fuente: Civil 3D 2016, 01-11-2016, HORA 8:17 P.M.

El proyecto se encuentra ubicado en la cuadra 14 del Jr. Junín 1464 Huancayo



Figura 4.3. Fuente: Civil 3D 2016, 01-11-2016, HORA 8:17 P.M.
Imagen satelital de la ubicación del proyecto edificio de 5 niveles visto desde imagen satelital.

4.2.3. TERRENO

La presión admisible del terreno según el estudio de mecánica de suelos es de 1.50kg/cm^2 para una profundidad de 3m, siendo un suelo tipo S2 que fue determinado por el especialista que hizo el estudio de mecánica de suelos.

4.2.4. ALTURA DE LA EDIFICACIÓN

El proyecto contempla 5 pisos la altura libre de entrepiso es de 2.10 metros.

4.2.5. ÁREA DE LA EDIFICACIÓN

El proyecto se desarrolla en un área de 232 m²

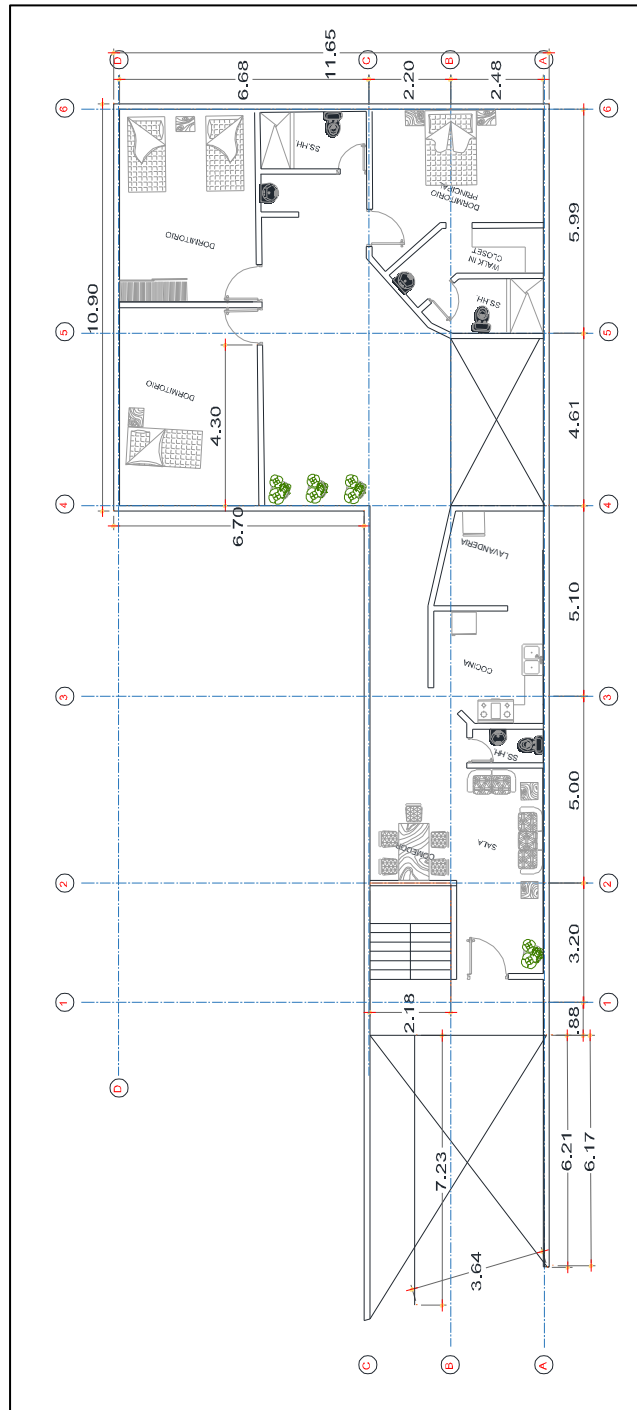


Figura 4.4. Plano de arquitectura típica que se usará en el proyecto para el modelamiento estructural. Fuente propia

En la estructuración del edificio se considerara $f'c=210$ kg/cm² para el concreto y $f_y=4200$ kg/cm² para el acero el espesor de la losa aligerada para cada piso es de 20cm

4.2.6. CARGAS UNITARIAS (SEGÚN LA NORMA E-020)

- Peso volumétrico del concreto : 2.40 Tn/m³
- Acabados : 0.10 Tn/m²
- Tabiquería móvil : 0.10 Tn/m²
- Vivienda multifamiliar : 0.20 Tn/m²

4.2.7. MODELO ESTRUCTURAL SEGÚN E.030-2016

El presente modelo está acorde a los lineamientos de la norma E.030-2016 para lo cual se usó el software ETABS 2015.

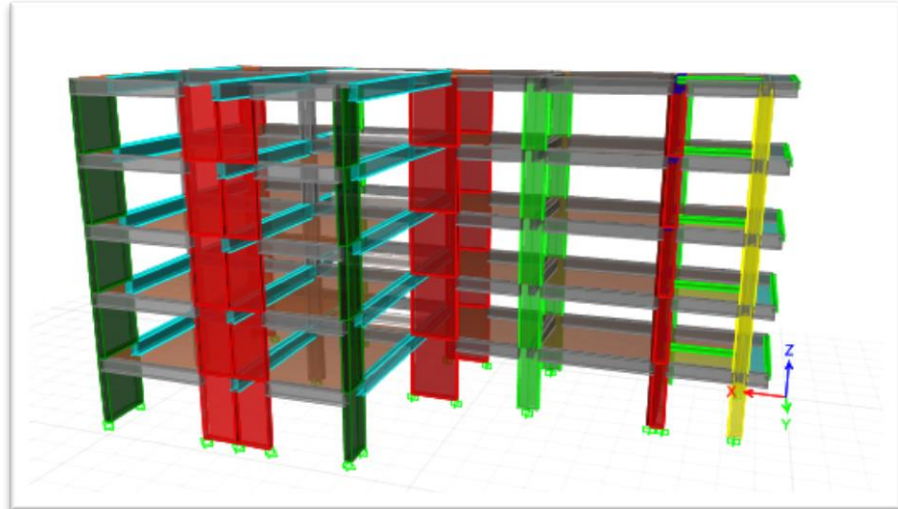


Figura 4.5. Modelamiento estructural de la edificación. Fuente propia

Para cumplir con lo exigido por la norma para no tener torsión extrema y desplazamientos que superen las desplazamientos máximos que indica la norma. La configuración estructural es como se muestra en la siguiente figura:

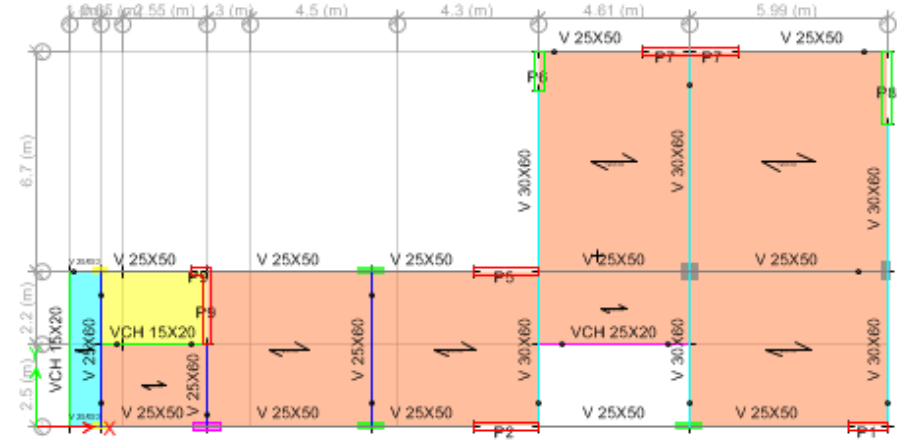


Figura 4.6. Vista en planta del modelamiento. Fuente propia

La distribución de placas y columnas es como se da en la siguiente figura.

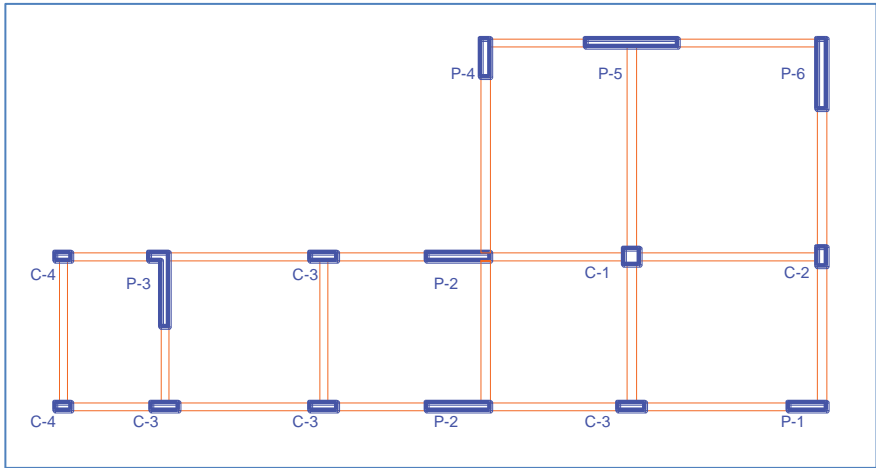


Figura 4.7. Estructuración de la edificación. Fuente propia

Dónde:

C-1 columna de 50x50cm

C-2 columna de 30x60cm

C-3 columna de 25x85cm

C-4 columna de 25x50cm

P-1 placa de 25x120cm

P-2 placa de 25x200cm

P-3 placa de 25x230cm

P-4 placa de 25x120cm

P-5 placa de 25x290cm

P-6 placa de 25x220cm

4.2.8. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo a la norma sismo resistente se tomó el 100 % de la carga muerta y el 25% de la carga viva, porque la edificación de categoría C, el peso fue calculado con el programa ETABS V.2015.

Tabla 4.1

Peso de la edificación

Piso	Peso Total (Tn)	Altura h (m)
5	125.08	2.70
4	163.26	2.70
3	163.26	2.70
2	163.26	2.70
1	169.49	3.70
Peso	PT = 784.35	ht = 14.50

Nota: El peso de la edificación es 784.35 tn, con una altura total de 14.5 m. Fuente propia.

4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON LA NORMA E-030-2016

Para el análisis estructural se procederá primero con el análisis estático, luego con el análisis dinámico y finalmente con el análisis tiempo historia. El orden con el que llevara a cabo corresponderá de acuerdo a las características de la edificación que se pretenden determinar, para su respectivo análisis.

4.3.1. ANALISIS ESTATICO

El análisis estático según la norma E-030-2016 se limita para la zona 1 y que el edificio no tenga una altura mayor a 15 metros. Pero con fines de realizar el cálculo de la cortante estática según el numeral 4.6.4 de la norma E-030-2016 que indica que es necesario para comparar con la cortante dinámica, procederemos a realizar el análisis estático llamado también método de fuerzas estáticas equivalentes.

- Parámetros sísmicos de la edificación

El distritito de Huancayo se encuentra ubicada según la norma E-030-2016 en la zona 3, para lo cual se establecerá un factor de zona $Z = 0.35$.

La edificación a analizar corresponde a las edificaciones comunes porque es una edificación multifamiliar para lo cual el factor de uso $U = 1.0$.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos el proyecto descansara sobre un suelo tipo S2, cuyo factor "S" según la zona Z3 llega a tener un factor amplificado del suelo $S = 1.15$.

El factor de amplificación sísmica depende del periodo “T” de la edificación en la dirección X y en la dirección Y, así como también de los valores “Tp” (periodo que define la plataforma del factor “C”) cuyo valor viene a ser 0.6 Y “Tl” (periodo que define el inicio del factor C) cuyo valor viene a ser 2.0. El factor “C” será determinado según la siguiente expresión:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T < T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p + T_l}{T^2} \right)$$

Es por ello que según el análisis sísmico modal que se realizó se obtuvieron los siguientes periodos:

Tabla 4.2
Periodos dinámicos

Periodo	segundos
T x-x	0.31 s
T y-y	0.47 s

Nota: Periodos obtenidos del análisis dinámico para el sismo en X-X e Y-Y. Fuente propia

Y por ser menores al valor de “Tp” el coeficiente a emplear será C=2.5 para el cortante en la base tanto para la dirección X-X e Y-Y.

Respecto al coeficiente básico de reducción, para una primera etapa de diseño el coeficiente básico de reducción va depender del tipo de sistema estructural “Ro” por un factor de irregularidad de altura “Ia” y de irregularidad en planta “Ip” que viene a ser $R=R_o \cdot I_a \cdot I_p$, para la edificación el factor “Ro” viene a ser “6” debido a que es el sistema estructural que mejor se adapta al

plano de arquitectura es el sistema de muros estructurales, la irregularidad en planta “la” que presenta la edificación es la irregularidad torsional que tiene un factor de irregularidad de 0.75 y también tiene la irregularidad de esquinas entrantes que tiene un factor de irregularidad de 0.9, debido a que posee dos irregularidades se tomara el menor valor con la finalidad de hacer más resistente a la edificación, no existe irregularidad en altura por lo tanto “la”= 1. Entonces $R=6*1*0.75= 4.5$.

Resumiendo:

$$Z = 0.35$$

$$U = 1.0$$

$$S = 1.15$$

$$C = 2.5$$

$$R = 4.5$$

Estos valores servirán para poder determinar la cortante basal que en realidad es la fuerza necesaria que necesita el edificio para ser más resistente.

- Fuerza cortante en la base

Según la norma E-030-2016 la fuerza cortante en la base que será usado para la dirección X-X. Estará determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Con el requisito de que el valor $C/R \geq 0.125$

$$\frac{C}{R} = 0.556 \geq 0.125 \text{ cumple con el requisito.}$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

$$V_{xx} = \frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 1.15}{4.5} \times 784.35$$

$$V_{xx} = 175.39 \text{ Ton}$$

Para la dirección Y-Y el coeficiente básico de reducción será $R=6 \times 1 \times 0.9= 5.4$. Esto debido a que no se presenta irregularidad torsional en la dirección Y-Y

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

$$V_{yy} = \frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 1.15}{5.4} \times 784.35$$

$$V_{yy} = 146.16 \text{ Ton}$$

4.3.2. ANALISIS DINAMICO

El análisis dinámico según la norma E-030-2016 da la facilidad de poder ser usado en cualquier zona y sistema estructural. Este análisis se realizara para poder examinar la cortante que toman las placas y las columnas que se encuentran en el primer nivel para comparar con la cortante determinada en el análisis estático, verificar la regularidad torsional, las derivas de entrepiso.

Para en análisis dinámico se utilizara el espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E-030-2016. Que se elaborara a partir de la siguiente expresión.

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

Tabla 4.3
Parámetros sísmicos con la E-030-2016

Parámetros sísmicos para la dirección X-X		Parámetros sísmicos para la dirección Y-Y	
Z	0.35	Z	0.35
U	1	U	1
S	1.15	S	1.15
R x-x	4.5	R y-y	5.4

Nota: Parámetros sísmicos de la edificación con lo indicado en la norma E-030-2016. Fuente propia

Para la construcción del espectro los valores “C” dependerán del periodo “T” y así se puede calcular el valor Sa (aceleración espectral), pero en este caso se elaborara un factor de escala (que posteriormente servirá para amplificar la aceleración sísmica en las direcciones X-X y Y-Y), en base la zona sísmica, el uso, la gravedad y el coeficiente básico de reducción y a partir de ello los valores de CS dependerán del periodo “T” para la construcción del espectro.

Entonces el factor de escala para la dirección X-X será:

$$F.E. = \frac{ZU}{R} \times g = 0.763 \text{ m/s}^2$$

Para la dirección YY el factor de escala será:

$$F.E. = \frac{ZU}{R} \times g = 0.636 \text{ m/s}^2$$

El factor de escala multiplicado por los valores “C” y “S” da como resultado el valor de la aceleración espectral “Sa”. El

espectro será de la forma “T” vs “CS” que será graficado a partir de la siguiente expresión:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T < T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p + T_l}{T^2} \right)$$

Donde los valores obtenidos de “C” serán multiplicados por “S”

Obteniendo así el espectro de pseudo aceleraciones sin el factor de escala

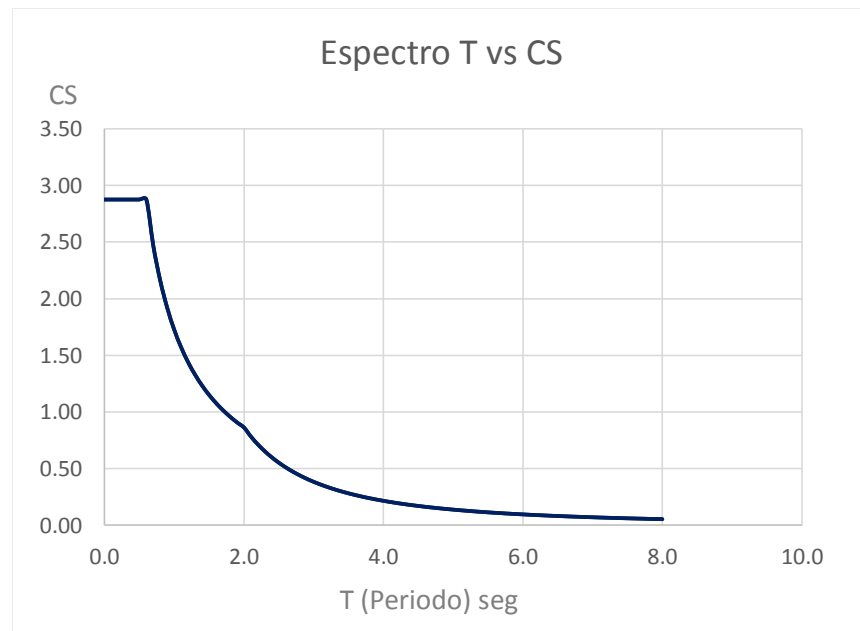


Figura 4.8. Espectro de pseudo aceleraciones que se utilizara para el modelamiento con los parámetros de la E-030-2016. Fuente E.030-2016

4.3.2.1. PARTICIPACIÓN DE MASAS

Según la E-030-2016, los modos de vibración en cualquier dirección deben de tener por lo menos el 90% de participación de masas, debiendo

considerarse los tres primeros modos fundamentales. Por consiguiente debido al análisis modal realizado con la ayuda del programa ETABS V15 se presenta la siguiente tabla de porcentaje de participación de masas.

Tabla 4.4
Periodos y porcentajes de participación de masas

Modo	Periodo Seg.	Masa X-X %	Masa Y-Y %
1	0.477	2.965E-06	0.7682
2	0.395	0.2736	0.0005
3	0.327	0.5105	0.0002
4	0.116	3.261E-05	0.1517
5	0.089	0.1334	0.0004
6	0.083	0.0137	0.0053
7	0.048	0.0001	0.0479
8	0.038	0.0465	0.0002
9	0.035	0.0005	0.0021
10	0.027	2.771E-05	0.0176
11	0.022	0.0169	3.643E-05
12	0.02	1.022E-05	0.0005
13	0.018	3.735E-06	0.0052
14	0.015	0.0045	8.207E-06
15	0.014	0.0003	0.0001
TOTAL		100%	100%

Nota: Periodos y porcentajes de participación de masas de la edificación. Fuente propia

Como se muestra en la tabla la participación de masas supera el 90% establecido en la norma E-030-2016, teniendo en la dirección X-X un porcentaje de participación de 51% y en la

dirección Y-Y un porcentaje de participación de 77% de masa participativa.

4.3.2.2. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS DE ENTREPISO

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa ETABS V15. Según el numeral 5.1 de la norma E-030-2016 los desplazamientos laterales se calcularan para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes. De los desplazamientos laterales se podrá verificar la irregularidad torsional de la edificación tal como indica en el numeral 3.6 de la norma E-030-2016. Los desplazamientos máximos en la dirección X-X por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.5
Derivas para el sismo X-X

Piso	Deriva máxima en X-X	E.030-2016 deriva máxima permitida
P5	0.0033	0.007
P4	0.0036	0.007
P3	0.0036	0.007
P2	0.0032	0.007
P1	0.0016	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo X-X.
Fuente propia.

Como se muestra en la tabla los desplazamientos se encuentran dentro del límite de 0.007

establecido en la norma, el máximo desplazamiento relativo 0.0036 siendo mayor que el 50% del desplazamiento permisible, lo cual indicaría que existe irregularidad torsional, pero se tiene que verificar la primera condición, que indica que el desplazamiento relativo máximo tiene que ser 1.2 veces mayor al desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso a analizar.

Los desplazamientos máximos en la dirección Y-Y por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.6
Derivas para el sismo Y-Y

Piso	Deriva máxima en Y-Y	E.030-2016 deriva máxima permitida
P5	0.0060	0.007
P4	0.0066	0.007
P3	0.0070	0.007
P2	0.0065	0.007
P1	0.0032	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo Y-Y.

Fuente propia.

Los desplazamientos de las derivas relativas máximas en la dirección Y-Y están dentro de la máxima permitida por la norma, el desplazamiento máximo 0.0066 es mayor al 50% del máximo permisible.

Los desplazamientos de los centro de masas en la dirección X-X cumplen con el desplazamiento máximo permisible tal como indica en la siguiente tabla.

Tabla 4.7

Derivas del centro de masas X-X

Pi so	Desplaza miento de centro de masas (m)	Altura de piso (m)	Deriva por "R" X-X	E.030- 2016 máxim o
P5	0.0075	2.7	0.0023	0.007
P4	0.0061	2.7	0.0027	0.007
P3	0.0045	2.7	0.0029	0.007
P2	0.0028	2.7	0.0027	0.007
P1	0.0011	3.7	0.0014	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo X-X. Fuente propia.

Los desplazamientos del centro de masa en la dirección Y-Y también cumplen con el desplazamiento máximo permisible tal como indica en la siguiente tabla.

Tabla 4.8

Derivas del centro de masas Y-Y

Pi so	Desplaza miento de centro de masas (m)	Altura de piso (m)	Deriva por "R" Y-Y	E.030- 2016 máxim o
P5	0.0147	2.7	0.0058	0.007
P4	0.0118	2.7	0.0065	0.007
P3	0.0086	2.7	0.0068	0.007
P2	0.0052	2.7	0.0062	0.007
P1	0.0021	3.7	0.0030	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo Y-Y. Fuente propia.

4.3.2.3. IRREGULARIDAD POR TORCION

Es necesario verificar si la edificación, que de por si es irregular no tenga irregularidad por torsión extrema, lo cual lo haría indiseñable. Si bien es cierto que la norma E-030-2016 indica que si el desplazamiento máximo relativo es mayor a 1.5 veces el desplazamiento del centro de masa del mismo entrepiso la edificación tendría una irregularidad torsional extrema y se castigaría con un factor de irregularidad de 0.6. Para esta investigación pero se tendrá como limite a la condición de irregularidad torsional extrema. Se considerara tal como dice en la norma E.030-2016 que la edificación tendrá irregularidad torsional si el desplazamiento máximo relativo del entrepiso es mayor a 1.2 veces el desplazamiento del centro de masa del mismo entrepiso.

Para la dirección X-X se muestra la siguiente tabla para la verificación de la irregularidad torsional.

Tabla 4.9

Relación de derivas en X-X

Piso	Deriva máxima en X-X	Deriva centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0033	0.0023	1.46
P4	0.0036	0.0027	1.35
P3	0.0036	0.0029	1.26
P2	0.0032	0.0027	1.18
P1	0.0016	0.0014	1.12

Nota: Relación de la deriva máxima y el centro de masas para el sismo X-X E.030-2016. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla el desplazamiento máximo es mayor a 1.2 veces el del centro de masa a excepción del primer piso, y el piso 5 tiene un desplazamiento máximo menor a 1.5 veces el desplazamiento de centro de masas lo cual se calificaría como irregularidad torsional en la dirección X-X.

Para la dirección Y-Y se muestra la siguiente tabla

Tabla 4.10
Relación de derivas en Y-Y

Piso	Deriva máxima en Y-Y	Deriva centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0060	0.0058	1.04
P4	0.0066	0.0065	1.01
P3	0.0070	0.0068	1.03
P2	0.0065	0.0062	1.06
P1	0.0032	0.0030	1.07

Nota: Relación la deriva máxima y el centro de masas para el sismo Y-Y. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla hasta el piso 5, el desplazamiento máximo es menor a 1.2 veces el desplazamiento del centro de masa, pero el 5to piso es mayor lo cual indica que en la dirección Y-Y no se le calificara como irregularidad torsional, pero si como irregularidad de esquinas entrantes.

4.3.2.4. FUERZA CORTANTE MINIMA

Según el numeral 4.6.4 de la norma E-030-2016 ni bien se calcule la cortante dinámica, la cortante mínima que debe de tomar la edificación por ser

irregular no tiene que ser menor al 90% de la cortante estática calculada.

En caso que la cortante dinámica sea menor al 90% de la cortante dinámica se procederá a escalar para así poder aumentar el valor de la cortante dinámica.

Para poder calcular el factor de escala se procederá al uso de la siguiente expresión.

$$F.E. = \frac{0.9 \text{Cortante Estática}}{\text{Cortante dinámica}}$$

Con el programa ETABS V15 se calculó la cortante dinámica en la base de la edificación.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
P1	SXX Max	Top	0	114.4289	2.8141
P1	SXX Max	Bottom	0	114.4289	2.8141
P1	SYX Max	Top	0	2.3457	115.6126
P1	SYX Max	Bottom	0	2.3457	115.6126

Figura 4.9. Cortante dinámica proporcionada por el ETABS V15. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla correspondiente al eje X-X el 90% de la cortante estática es mayor a la cortante dinámica, por lo tanto se tiene que escalar.

Tabla 4.11
Factor de escala cortante X-X

	Cortante (V)	F.e.
V estática x-x	175.39 Ton	
V dinámica x-x	114.43 Ton	1.38
90%Vestatica	157.85 Ton	

Nota: Factor de escala de la cortante basal en X-X E-030-2016. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla correspondiente al eje YY el 90% de la cortante estática es mayor a la cortante dinámica, por lo tanto se tiene que escalar.

Tabla 4.12
Factor de escala cortante Y-Y

	Cortante (V)	F.e.
V estática y-y	146.16 Ton	
V dinámica y-y	115.61 Ton	1.14
90%Vestatica	131.54 Ton	

Nota: Factor de escala de la cortante basal en Y-Y E-030-2016. Fuente propia.

4.3.3. ANALISIS TIEMPO HISTORIA

Para el análisis tiempo historia se empleó el uso del programa SeismoMacht V2016 para poder escalar los registros sísmicos. Para el diseño estructural se empleó el programa ETABS V15.

Para escalar el sismo tal como indica la norma E-030-2016 en el numeral 4.7.1 el coeficiente básico de reducción pasara a ser $R=1$

Tabla 4.13
Parámetros sísmicos con la E-030-2016

Parámetros sísmicos para la dirección X-X		Parámetros sísmicos para la dirección Y-Y	
Z	0.35	Z	0.35
U	1	U	1
S	1.15	S	1.15
R x-x	1	R y-y	1

Nota: Parámetros sísmicos de la edificación con lo indicado en la norma E.030-2016 con R=1. Fuente E-030-2016.

Para escalar el sismo emplearemos la siguiente expresión:

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

En base a los cálculos obtenidos con “C” y “T” se procederá a graficar el espectro de pseudo aceleraciones con el que se escalaran los sismos de diseño.

Para el diseño del espectro de pseudo aceleraciones no consideraremos el valor de g (velocidad de la gravedad).

Para graficar el espectro de pseudo aceleraciones será ZUSC/R vs T

Con el espectro de pseudo aceleraciones se calcularan las derivas de entrepiso lo cual servirá para comparar y elegir el registro sísmicos que mejor se adapte.

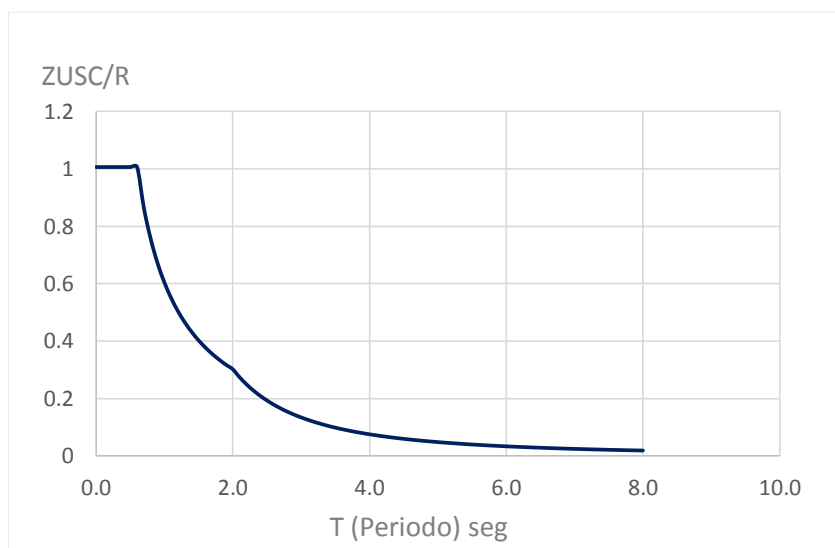


Figura 4.10. Espectro de pseudo aceleraciones que se utilizara para el modelamiento. Fuente E-030-2016.

Para ello utilizaremos 3 pares de espectros (los espectros serán tomados en sus dos componentes EW y NS), cada componente será escalado de forma individual. Debido a la ubicación del proyecto que según el estudio de mecánica de suelos es de tipo S2 utilizaremos sismos que hayan sido tomados en características similares.

Los registros sísmicos que se consideran en este proyecto son:

Tabla 4.14

Relación de sismos para el análisis

Sismo	Nombre
03 de octubre, 1974	Lima de 1974
7 de julio, 2001	Sur del Perú del 2001
15 de agosto, 2007	Pisco e Ica del 2007

Nota: Relación de sismos, el sismo de lima de magnitud 8.1, sismo del sur del Perú de magnitud 7.6 y el sismo de Pisco e Ica de magnitud 8.

Fuente CISMID.

- ANALISIS DINAMICO CON R=1

Este procedimiento se realizara con fines de poder comparar con los desplazamientos de los registros que se emplearan en el análisis tiempo historia y para ello verificaremos las derivas.

Ya que se el sistema estructural es el mismo, del análisis modal el porcentaje de participación de masas y los periodos seguirán siendo los mismos.

Tabla 4.15

Periodos dinámicos

Periodo	segundos
T x-x	0.31 s
T y-y	0.47 s

Nota: Periodos obtenidos del análisis dinámico para el sismo en X-X e Y-Y. Fuente propia

El porcentaje de participación de masas tanto en el eje X-X como en el eje Y-Y llega al 100% para ambos casos.

Del análisis dinámico modal espectral con la ayuda del programa ETABS V15 obtenemos los desplazamientos máximos para la dirección X-X. Tal como indica en la norma E-030-2016 los desplazamientos máximos

Tabla 4.16
Derivas para el sismo X-X

Piso	Deriva máxima en XX	E.030-2016 deriva máxima permitida
P5	0.0033	0.007
P4	0.0036	0.007
P3	0.0036	0.007
P2	0.0032	0.007
P1	0.0016	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo X-X. Fuente propia.

Como se ve en la tabla los desplazamientos máximos según el numeral 4.7.3 de la norma E-030-2016, no llegan a ser mayores que $1.25 \cdot (0.007) = 0.00875$.

Del análisis dinámico modal espectral con la ayuda del programa ETABS V15 obtenemos los desplazamientos máximos para la dirección Y-Y

Tabla 4.17
Derivas para el sismo Y-Y

Piso	Deriva máxima en YY	E.030-2016 deriva máxima permitida
P5	0.0061	0.007
P4	0.0066	0.007
P3	0.0070	0.007
P2	0.0065	0.007
P1	0.0032	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo Y-Y. Fuente propia.

Como se ve en la tabla los desplazamientos máximos no llegan a ser mayores que $1.25*(0.007)=0.00875$.

Para los desplazamientos de los centros de masa para la dirección X-X se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.18

Derivas de los centros de masas X-X

Piso	Desplazamiento centro de masas (m)	Altura de piso	Deriva X-X	E.030- 2016 máximo
P5	0.0337	2.7	0.0023	0.007
P4	0.0275	2.7	0.0027	0.007
P3	0.0203	2.7	0.0029	0.007
P2	0.0125	2.7	0.0027	0.007
P1	0.0052	3.7	0.0014	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo X-X. Fuente propia.

Como se ve en la tabla los desplazamientos no son mayores que 0.007.

Tabla 4.19

Derivas del centro de masas Y-Y

Piso	Desplazamiento centro de masas (m)	Altura de piso	Deriva Y-Y	E-030- 2016 máximo
P5	0.0794	2.7	0.0058	0.007
P4	0.0637	2.7	0.0065	0.007
P3	0.0461	2.7	0.0068	0.007
P2	0.0278	2.7	0.0062	0.007
P1	0.0111	3.7	0.0030	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo Y-Y. Fuente propia.

Como se ve en la tabla los desplazamientos no son mayores que 0.007

- ESCALADO DE LOS REGISTROS SISMICOS

Para el escalado de los acelerogramas se empleara el espectro de pseudo aceleraciones con $R=1$ y con ayuda del programa SeismoMatch V2016.

El proceso para el escalado del sismo es el siguiente:

Para el sismo de Lima de 1974

El alecerograma en la componente EO es el que se muestra en la figura.

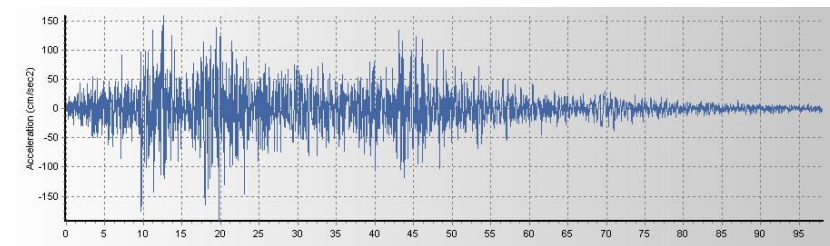


Figura 4.11. Registro del acelerografico del sismo LIMA 1974 (REDACIS). Fuente propia.

La componente EO se escalara con el espectro de pseudo aceleraciones $R=1$ que se elaboró tal como se muestra en la siguiente figura.

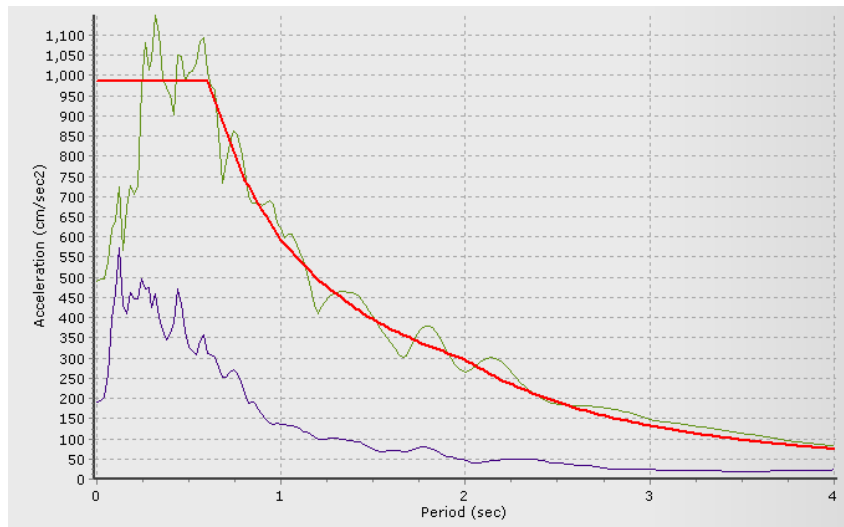


Figura 4.12. Escalado del sismo 1974. Fuente propia.

Como se ve en la figura el espectro naranja es el espectro $R=1$ que se empleó para escalar el registro de la componente EO, el espectro morado es el espectro del sismo de Lima de 1974 y el espectro verde oscuro es el espectro ya escalado.

- ANALISIS TIEMPO HISTORIA PARA EL SISMO DE LIMA DE 1974

En el análisis tiempo historia las componentes del sismo de Lima de 1974 EO y NS se analizaron por casos separado, donde para el primer caso la componente EO actúa en la dirección XX y la componente NS actúa en la dirección YY, el segundo caso cuando la componente EO actúa en la dirección YY y la componente NS actúa en la dirección XX. El análisis se realizó con la ayuda del programa ETABS V15.

Los resultados de desplazamiento y distorsiones para el sismo de Lima escalado en las componentes EO y NS para el primer caso es tal como se muestra en la figura se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.20
Deriva para las componente EO y NS Lima1974

Caso 1	Componente “EO”		Componente “NS”		
	Piso	Desp. C.M. en XX (m)	Deriva	Desp. C.M. en YY (m)	Deriva
	P5	0.0368	0.0025	0.0593	0.0041
	P4	0.0301	0.0029	0.0482	0.0047
	P3	0.0223	0.0032	0.0354	0.0051
	P2	0.0138	0.0030	0.0217	0.0048
	P1	0.0057	0.0016	0.0088	0.0024

Nota: Derivas en el centro de masa para el sismo de Lima 1974 para cada componente EO-NS. Fuente propia.

Las componentes EO y NS para el segundo caso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.21
Deriva para las componente NS y EO Lima1974

Caso 1	Componente “NS”		Componente “EO”		
	Piso	Desp. C.M. en XX (m)	Deriva	Desp. C.M. en YY (m)	Deriva
	P5	0.0394	0.0027	0.0709	0.0054
	P4	0.0321	0.0032	0.0563	0.0059
	P3	0.0235	0.0034	0.0404	0.0061
	P2	0.0144	0.0032	0.0240	0.0054
	P1	0.0059	0.0016	0.0095	0.0026

Nota: Derivas en el centro de masa para el sismo de Lima 1974 para cada componente NS-EO. Fuente propia.

- ANALISIS TIEMPO HISTORIA PARA EL SISMO DEL SUR DEL PERU 2001

El análisis tiempo historia para el sismo del sur del Perú del 2001 se analizaron por casos. Primer caso cuando EO actúa en la dirección XX y cuando NS actúa en la dirección YY, segundo caso cuando EO actúa en la dirección XX y cuando YY actúa en la dirección YY.

Los resultados de desplazamiento y distorsiones para el sismo de Lima escalado en las componentes EO y NS para el primer caso es tal como se muestra en la figura se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.22

Deriva para las componente EO y NS Sur del Perú 2001

Caso 1	Componente "EO"		Componente "NS"		
	Piso	Desp. C.M. en XX (m)	Deriva	Desp. C.M. en YY (m)	Deriva
	P5	0.0211	0.0015	0.0494	0.0037
	P4	0.0171	0.0017	0.0395	0.0041
	P3	0.0125	0.0018	0.0285	0.0042
	P2	0.0076	0.0017	0.0171	0.0038
	P1	0.0032	0.0009	0.0068	0.0018

Nota: Derivas en el centro de masa para el sismo del sur del Perú para cada componente EO-NS. Fuente propia.

Las componentes EO y NS para el segundo caso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.23

Deriva para las componente NS y EO Sur del Perú 2001

Caso 1	Componente "NS"		Componente "EO"		
	Piso	Desp. C.M. en XX (m)	Deriva	Desp. C.M. en YY (m)	Deriva
	P5	0.0360	0.0024	0.0495	0.0038
	P4	0.0297	0.0028	0.0393	0.0041
	P3	0.0221	0.0031	0.0282	0.0042
	P2	0.0137	0.0030	0.0170	0.0038
	P1	0.0057	0.0015	0.0068	0.0018

Nota: Derivas en el centro de masa para el sismo del sur del Perú para cada componente NS-EO. Fuente propia.

- ANALISIS TIEMPO HISTORIA PARA EL SISMO DE PISCO E ICA 2007

El análisis tiempo historia para el sismo de Pisco e Ica del 2007 se analizaron por casos. Primer caso cuando EO actúa en la dirección XX y cuando NS actúa en la dirección YY, segundo caso cuando EO actúa en la dirección XX y cuando YY actúa en la dirección YY.

Los resultados de desplazamiento y distorsiones para el sismo de Lima escalado en las componentes EO y NS para el primer caso es tal como se muestra en la figura se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.24

Deriva para las componente EO y NS Pisco e Ica 2007

Caso 1	Componente “EO”		Componente “NS”		
	Piso	Desp. C.M. en XX (m)	Deriva	Desp. C.M. en YY (m)	Deriva
	P5	0.0251	0.0017	0.0853	0.0061
	P4	0.0206	0.0020	0.0687	0.0069
	P3	0.0153	0.0022	0.0500	0.0073
	P2	0.0095	0.0021	0.0302	0.0067
	P1	0.0039	0.0011	0.0121	0.0033

Nota: Derivas en el centro de masa para el sismo de Pisco e Ica 2007 para cada componente EO-NS. Fuente propia.

Las componentes EO y NS para el segundo caso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.25

Deriva para las componente NS y EO Pisco e Ica 2007

Caso 1	Componente “NS”		Componente “EO”		
	Piso	Desp. C.M. en XX (m)	Deriva	Desp. C.M. en YY (m)	Deriva
	P5	0.0407	0.0027	0.0870	0.0063
	P4	0.0334	0.0032	0.0701	0.0070
	P3	0.0248	0.0035	0.0510	0.0074
	P2	0.0154	0.0033	0.0309	0.0068
	P1	0.0063	0.0017	0.0125	0.0034

Nota: Derivas en el centro de masa para el sismo del sur del Perú para cada componente NS-EO. Fuente propia.

- TABLAS DE RESUMEN DE DERIVAS

Para determinar el sismo que más se asemeja al análisis realizado con el coeficiente de reducción $R=1$ se presenta

la siguiente tabla de resumen de las distorsiones de los centros de masas.

Las distorsiones o derivas de entrepiso para la dirección XX y YY en los sismos de Lima de 1974, el sur del Perú de 2001 y el de Pisco e Ica de 2007 se muestran en las siguientes tablas:

Para la dirección XX:

Tabla 4.26

Cuadro comparativo de derivas para los sismos en X-X

Pis o	A.D	LIMA 1974		SUR DEL PERU 2001		PISCO ICA 2007	
	X-X	EO	NS	EO	NS	EO	NS
P5	0.0023	0.0025	0.0027	0.0015	0.0024	0.0017	0.0027
P4	0.0027	0.0029	0.0032	0.0017	0.0028	0.0020	0.0032
P3	0.0029	0.0032	0.0034	0.0018	0.0031	0.0022	0.0035
P2	0.0027	0.0030	0.0032	0.0017	0.0030	0.0021	0.0033
P1	0.0014	0.0016	0.0016	0.0009	0.0015	0.0011	0.0017

Nota: Fuente propia.

Para la dirección YY:

Tabla 4.27

Cuadro comparativo de derivas para los sismos en Y-Y

Pis o	A.D.	LIMA 1974		SUR DEL PERU 2001		PISCO ICA 2007	
	Y-Y	NS	EO	NS	EO	NS	EO
P5	0.0058	0.0041	0.0054	0.0037	0.0038	0.0061	0.0063
P4	0.0065	0.0047	0.0059	0.0041	0.0041	0.0069	0.0070
P3	0.0068	0.0051	0.0061	0.0042	0.0042	0.0073	0.0074
P2	0.0062	0.0048	0.0054	0.0038	0.0038	0.0067	0.0068
P1	0.003	0.0024	0.0026	0.0018	0.0018	0.0033	0.0034

Nota: Fuente propia.

En las tablas mostradas las distorsiones de los análisis tiempo historia se deben de comparar con las distorsiones del análisis dinámico y considerar el más próximo a las derivas calculadas con el sismo R=1.

Para las distorsiones en la dirección XX

Tabla 4.28

Cuadro de diferencia de derivas para los sismos X-X

Pis o	LIMA 1974		SUR DEL PERU 2001		PISCO ICA 2007	
	EO Caso 1	NS Caso 2	EO Caso 1	NS Caso 2	EO Caso 1	NS Caso 2
P5	-0.0002	-0.0004	0.0008	-0.0001	0.0006	-0.0004
P4	-0.0002	-0.0005	0.0010	-0.0001	0.0007	-0.0005
P3	-0.0003	-0.0005	0.0011	-0.0002	0.0007	-0.0006
P2	-0.0003	-0.0005	0.0010	-0.0003	0.0006	-0.0006
P1	-0.0002	-0.0002	0.0005	-0.0001	0.0003	-0.0003

Nota: Cuadro comparativo de las diferencias de las derivas para los sismos en la dirección X-X. Fuente propia

Para las distorsiones o derivas en la dirección YY

Tabla 4.29

Cuadro de diferencia de derivas para los sismos Y-Y

Pis o	LIMA 1974		SUR DEL PERU 2001		PISCO ICA 2007	
	NS Caso 1	EO Caso 2	NS Caso1	EO Caso 2	NS Caso 1	EO Caso 2
P5	0.0017	0.0004	0.0021	0.0020	-0.0003	-0.0005
P4	0.0018	0.0006	0.0024	0.0024	-0.0004	-0.0005
P3	0.0017	0.0007	0.0026	0.0026	-0.0005	-0.0006
P2	0.0014	0.0008	0.0024	0.0024	-0.0005	-0.0006
P1	0.0006	0.0004	0.0012	0.0012	-0.0003	-0.0004

Nota: Cuadro comparativo de las diferencias de las derivas para los sismos en la dirección Y-Y. Fuente propia

Los sismos que más se aproximan son LIMA 1974 en el caso 1 y PISCO E ICA 2007 para el caso 1 y caso 2. Pudiendo usarse cualquiera de los tres sismos como casos de diseño.

4.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON LA NORMA E-030-2006

Para este análisis se utilizara el mismo edificio modelado con los requerimientos de la norma E-030-2016, pero se utilizara el espectro de la norma E-030-2006, para posteriormente comparar con el análisis estático, luego con el análisis dinámico y finalmente con el análisis tiempo historia.

4.4.1. ANALISIS ESTATICO

El análisis estático según la norma E-030-2006 se limita a los edificios de mediana altura que no presenten irregularidades, se realizara este análisis para poder determinar la cortante estática para comparar con la cortante dinámica tal como indica el artículo 18 de la norma E-030-2006.

- Parámetros sísmicos de la edificación

El distrito de Huancayo se encuentra ubicada según la norma E-030-2006 en la zona 2, para lo cual se establecerá un factor de zona $Z = 0.3$.

La edificación a analizar corresponde a las edificaciones comunes porque es una edificación multifamiliar para lo cual el factor uso $U=1.0$.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos el proyecto descansara sobre un suelo tipo S2, cuyo factor

“S” según la zona Z2 llega a tener un factor amplificado de suelo $S=1.2$.

El factor de amplificación sísmica depende del periodo “T” de la edificación en la dirección X y en la dirección Y, así como también de los valores “Tp” (periodo que define la plataforma del factor “C”) cuyo valor viene a ser 0.6. El factor de amplificación sísmica “C” será determinado según la siguiente expresión:

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

Con el análisis sísmico modal que se realizó se obtuvieron los siguientes periodos:

Tabla 4.30
Periodos dinámicos

Periodo	segundos
T x-x	0.296 s
T y-y	0.42 s

Nota: Periodos obtenidos del análisis dinámico para el sismo en X-X e Y-Y. Fuente propia

Realizando el cálculo respectivo:

$$C = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.296} \right) = 5.07$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.42} \right) = 3.57$$

Dada la condición que el valor de C debe de ser menor que 2.5 se empleara el valor de $C = 2.5$ tanto para las direcciones X-X y Y-Y.

Coeficiente básico de reducción (R): el coeficiente básico de reducción por ser una edificación irregular se multiplicara por $\frac{3}{4}=0.75$ tal como indica en el artículo 12 de la norma E-030-2006

$$R=6 \times 0.75=4.5.$$

Resumiendo:

$$Z = 0.30$$

$$U = 1.0$$

$$S = 1.20$$

$$C = 2.5$$

$$R = 4.5$$

Estos valores se emplearan para determinar la cortante en la base.

- Fuerza cortante en la base

Según la norma E-030-2006 la fuerza cortante en la base "V" se calculara con la condición que $C/R \geq 0.125$.

$$\frac{C}{R} = 0.556 \geq 0.125 \text{ cumple con el requisito.}$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

$$V = \frac{0.30 \times 1 \times 2.5 \times 1.15}{4.5} \times 784.16$$

$$V = 150.297 \text{ Ton}$$

4.4.2. ANALISIS DINAMICO

Este análisis se realizara para poder examinar la cortante que toman las placas y las columnas que se encuentran en el primer nivel para comparar con la cortante determinada

en el análisis estático, verificar la regularidad torsional, las derivas de entrepiso.

Para en análisis dinámico se utilizara el espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E-030-2006.

Que se elaborara a partir de la siguiente expresión.

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

Tabla 4.31

Parámetros sísmicos con la E.030-2006

Parámetros sísmicos para la dirección X-X		Parámetros sísmicos para la dirección Y-Y	
Z	0.30	Z	0.30
U	1	U	1
S	1.2	S	1.2
R x-x	4.5	R y-y	4.5

Nota: Parámetros sísmicos de la edificación con lo indicado en la norma E-030-2006. Fuente E-030-2006.

Para la construcción del espectro se tomaran los valores de “CS” y se generara un factor de escala (que posteriormente servirá para amplificar la aceleración sísmica en las direcciones X-X y Y-Y), en base la zona sísmica, el uso, la gravedad y el coeficiente básico de reducción y a partir de ello los valores de CS dependerán del periodo “T” para la construcción del espectro.

Entonces el factor de escala será:

$$F.E. = \frac{ZU}{R} \times g = 0.654 \text{ m/s}^2$$

El factor de escala multiplicado por por los valores “C” y “S” da como resultado el valor de la aceleración espectral “Sa”.

El espectro será de la forma “T” vs “CS” que será graficado a partir de la siguiente expresión:

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

Donde los valores obtenidos de “C” serán multiplicados por “S”

Obteniendo así el espectro de pseudo aceleraciones sin el factor de escala

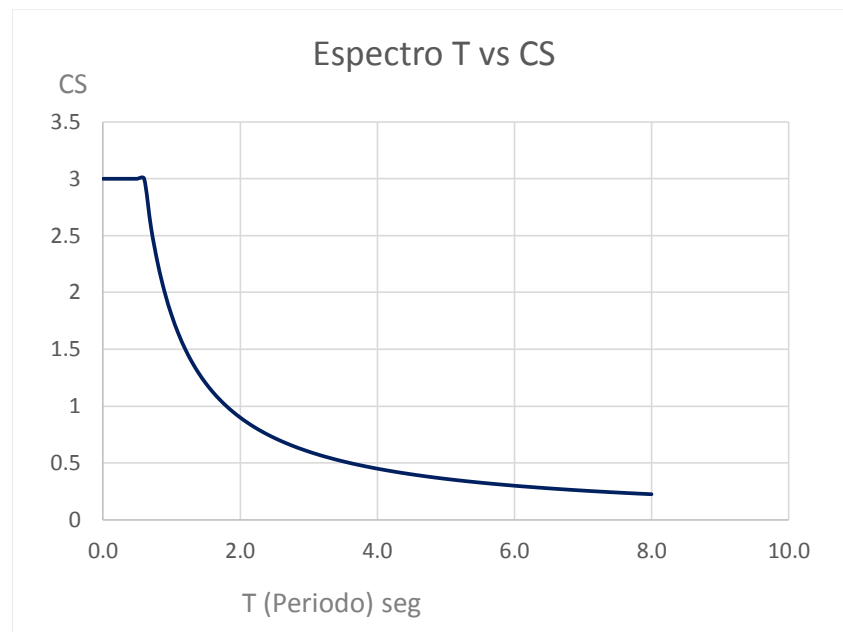


Figura 4.13. Pseudo espectro de aceleraciones E-030-2006 que se utilizara para el modelamiento. Fuente E-030-2006

4.4.2.1. PARTICIPACIÓN DE MASAS

Ya que se está analizando el mismo modelo la el porcentaje de participación de masas viene a ser el mismo al empleado en el numeral 4.3.2.1 del presente proyecto donde el porcentaje de participación de masas llega al 100%.

Tabla 4.32
Periodos y porcentajes de participación de masas

Modo	Periodo	Masa XX %	Masa YY %
	Seg		
1	0.477	2.965E-06	0.7682
2	0.395	0.2736	0.0005
3	0.327	0.5105	0.0002
4	0.116	3.261E-05	0.1517
5	0.089	0.1334	0.0004
6	0.083	0.0137	0.0053
7	0.048	0.0001	0.0479
8	0.038	0.0465	0.0002
9	0.035	0.0005	0.0021
10	0.027	2.771E-05	0.0176
11	0.022	0.0169	3.643E-05
12	0.02	1.022E-05	0.0005
13	0.018	3.735E-06	0.0052
14	0.015	0.0045	8.207E-06
15	0.014	0.0003	0.0001
TOTAL		100%	100%

Nota: Periodos y porcentajes de participación de masas de la edificación. Fuente propia

Teniendo en la dirección XX un porcentaje de participación de 51% y en la dirección YY un porcentaje de participación de 77% de masa participativa.

4.4.2.2. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS DE ENTREPISO

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa ETABS V15. Según el numeral 16.4 de la norma E-030-2006 los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “0.75*R” (coeficiente de reducción) sin importar si la edificación es regular o irregular. De los desplazamientos laterales se podrá verificar la irregularidad torsional de la edificación

Los desplazamientos máximos en la dirección XX por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.33
Derivas para el sismo X-X

Piso	Deriva máxima en X-X	E.030-2016 deriva máxima permitida
P5	0.0022	0.007
P4	0.0024	0.007
P3	0.0024	0.007
P2	0.0022	0.007
P1	0.0010	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo X-X.
Fuente propia.

Como se muestra en la tabla los desplazamientos se encuentran dentro del límite de 0.007 establecido en la norma, el máximo desplazamiento relativo 0.0024 no es mayor que el 50% del desplazamiento permisible, lo cual descartaría la irregularidad torsional, pero se tiene

que verificar la primera condición, que indica que el desplazamiento relativo máximo tiene que ser 1.3 veces mayor al promedio del desplazamiento relativo máximo relativo de un extremo y del extremo puesto del mismo entrepiso que podría tomarse dicho promedio como el desplazamiento del centro de masa.

Los desplazamientos máximos en la dirección YY por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.34
Derivas para el sismo Y-Y

Piso	Deriva máxima en Y-Y	E.030-2016 deriva máxima permitida
P5	0.0040	0.007
P4	0.0044	0.007
P3	0.0047	0.007
P2	0.0044	0.007
P1	0.0022	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo Y-Y.
Fuente propia.

Los desplazamientos de las derivas relativas máximas en la dirección YY están dentro de la máxima permitida por la norma, el desplazamiento máximo 0.0047 es mayor al 50% del máximo permisible.

Los desplazamientos de los centro de masas en la dirección XX cumplen con el desplazamiento

máximo permisible tal como indica en la siguiente tabla.

Tabla 4.35

Derivas del centro de masas X-X

Pi so	Desplaza miento centro de masas (m)	Altura de piso	Deriva por "0.75*R" X-X	E.030- 2016 máxim o
P5	0.0067	2.7	0.0015	0.007
P4	0.0055	2.7	0.0018	0.007
P3	0.0040	2.7	0.0019	0.007
P2	0.0025	2.7	0.0018	0.007
P1	0.0010	3.7	0.0009	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo X-X. Fuente propia.

Los desplazamientos del centro de masa en la dirección YY también cumplen con el desplazamiento máximo permisible tal como indica en la siguiente tabla.

Tabla 4.36

Derivas del centro de masas Y-Y

Pi so	Desplaza miento centro de masas (m)	Altura de piso	Deriva por "0.75*R" Y-Y	E.030- 2016 máxim o
P5	0.0158	2.7	0.0039	0.007
P4	0.0127	2.7	0.0044	0.007
P3	0.0092	2.7	0.0046	0.007
P2	0.0055	2.7	0.0041	0.007
P1	0.0022	3.7	0.0020	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo Y-Y. Fuente propia.

4.4.2.3. IRREGULARIDAD POR TORCION

La norma E.030-2006 indica que la edificación tendrá irregularidad torsional si los desplazamientos máximos relativos son mayores al 50% del máximo permisible indicado en el artículo 15 de la E.030-2006. Así como también si el máximo desplazamiento relativo es mayor a 1.3 del promedio del desplazamiento máximo y el extremo opuesto.

Tabla 4.37

Relación de derivas en X-X

Piso	Deriva máxima en X-X	Deriva centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0022	0.0015	1.46
P4	0.0024	0.0018	1.35
P3	0.0024	0.0019	1.26
P2	0.0022	0.0018	1.18
P1	0.0010	0.0009	1.11

Nota: Relación de la deriva máxima y el centro de masas para el sismo X-X E.030-2006. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla el desplazamiento máximo es mayor a 1.3 veces al del centro de masa en los pisos 4 y 5 lo cual se calificaría como irregularidad torsional en la dirección XX.

Como se ve en el análisis el desplazamiento máximo es igual a un valor que se mantiene constante al multiplicado por el promedio de desplazamientos, tal como se calculó con la norma E-030-2016.

Para la dirección YY se muestra la siguiente tabla:

Tabla 4.38
Relación de derivas en Y-Y

Piso	Deriva máxima en Y-Y	Deriva centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0040	0.0039	1.04
P4	0.0044	0.0044	1.01
P3	0.0047	0.0046	1.03
P2	0.0044	0.0041	1.06
P1	0.0022	0.0020	1.07

Nota: Relación de la deriva máxima y el centro de masas para el sismo YY. Fuente propia.

En la tabla se muestra que el desplazamiento máximo no supera el 1.3 veces el promedio de desplazamientos del máximo relativo con el extremo opuesto, dando así que en la dirección YY la edificación tiene regularidad torsional.

4.4.2.4. FUERZA CORTANTE MINIMA

Según el artículo 18 de la norma E-030-2006 la cortante mínima en la base para estructuras irregulares no tiene que ser menor al 90% de la cortante estática.

$$F.E. = \frac{0.9 \text{Cortante Estática}}{\text{Cortante dinámica}}$$

Con el programa ETABS V15 se calculó la cortante dinámica en la base de la edificación.

Story	Load Case/Combo	Location	P torif	VX torif	YY torif
P1	SXX Max	Top	0	102.1687	2.5126
P1	SXX Max	Bottom	0	102.1687	2.5126
P1	SYY Max	Top	0	2.5126	123.8382
P1	SYY Max	Bottom	0	2.5126	123.8382

Figura 4.14. Cortante en la base calculada con el ETABS.
Fuente propia

Como se muestra en la tabla correspondiente al eje XX el 90% de la cortante estática es mayor a la cortante dinámica, por lo tanto se tiene que escalar.

Tabla 4.39
Factor de escala cortante X-X

	Cortante (V)	F.e.
V estática x-x	156.87 Ton	
V dinámica x-x	102.17 Ton	1.38
90%Vestatica	141.18 Ton	

Nota: Factor de escala de la cortante basal en X-X E.030-2006. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla correspondiente al eje YY el 90% de la cortante estática es mayor a la cortante dinámica, por lo tanto se tiene que escalar.

Tabla 4.40
Factor de escala cortante Y-Y

	Cortante (V)	F.e.
V estática x-x	156.87 Ton	
V dinámica x-x	123.84 Ton	1.14
90%Vestatica	141.18 Ton	

Nota: Factor de escala de la cortante basal en Y-Y E.030-2006. Fuente propia.

Como se puede apreciar del análisis efectuado con la misma configuración estructural del analizado con la E-030-2016 se procederá a optimizar la configuración estructural para que cumpla con los límites máximos permitidos por la E.030-2006 para posteriormente analizar la diferencia económica que resulta al analizar con la E-030-2016.

4.5. ANÁLISIS REESTRUCTURADO PARA LA E-030-2006

Para este análisis se reestructurara la edificación para cumplir con los parámetros que indica de la E-030-2006 y así poder determinar la diferencia económica frente a la norma E-030-2016.

4.5.1. REESTRUCTURANDO PARA E.030-2006

Se reestructuro la edificación tal como se ve en la figura, resultando un sistema estructural dual.

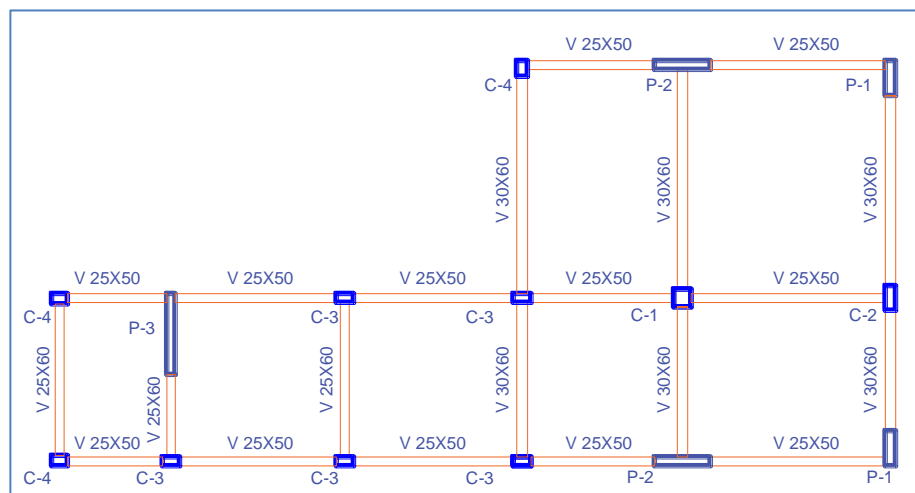


Figura 4.15. Vista en planta de la edificación. Fuente propia

Dónde:

C-1 columna de 50x50cm

C-2 columna de 30x70cm

C-3 columna de 25x50cm

C-4 columna de 30x45cm

P-1 placa de 30x100cm

P-2 placa de 25x160cm

P-3 placa de 25x230cm

4.5.2. ANALISIS ESTATICO

El análisis estático se realizara para comparar con la cortante dinámica tal como indica el artículo 18 de la norma E.030-2006.

- **Parámetros sísmicos de la edificación**

Factor de zona (Z): 0.3.

Factor de uso (U): 1.0.

Factor de suelo (S): 1.2.

Factor de amplificación sísmica (C): 2.5

Coefficiente básico de reducción (R): 5.25

Valores se emplearan para determinar la cortante en la base.

- **Fuerza cortante en la base**

Según la norma E-030-2006 la fuerza cortante en la base "V" se calculara con la condición que $C/R \geq 0.125$.

$$\frac{C}{R} = 0.556 \geq 0.125 \text{ cumple con el requisito.}$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

$$V = \frac{0.30 \times 1 \times 2.5 \times 1.15}{5.25} \times 741.14$$

$$V = 127.05 \text{ Ton}$$

4.5.3. ANALISIS DINAMICO

Para en análisis dinámico se utilizara el espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E-030-2006. Que se elaborara a partir de la siguiente expresión. El valor de $R = 0.75 \times 7 = 5.25$.

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

Tabla 4.41

Parámetros sísmicos E-030-2006

Parámetros sísmicos para la dirección X-X		Parámetros sísmicos para la dirección Y-Y	
Z	0.30	Z	0.30
U	1	U	1
S	1.2	S	1.2
R x-x	5.25	R y-y	5.25

Nota: Parámetros sísmicos de la edificación con lo indicado en la norma E.030-2006. Fuente propia

Para la construcción del espectro se tomaran los valores de "CS" en base a los parámetros sísmicos. CS dependerán del periodo "T" en la construcción del espectro.

El factor de escala será:

$$F.E. = \frac{ZU}{R} \times g = 0.561 \text{ m/s}^2$$

El espectro será de la forma “T” vs “CS” que será graficado a partir de la siguiente expresión:

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

Donde los valores obtenidos de “C” serán multiplicados por “S”

Obteniendo así el espectro de pseudo aceleraciones sin el factor de escala

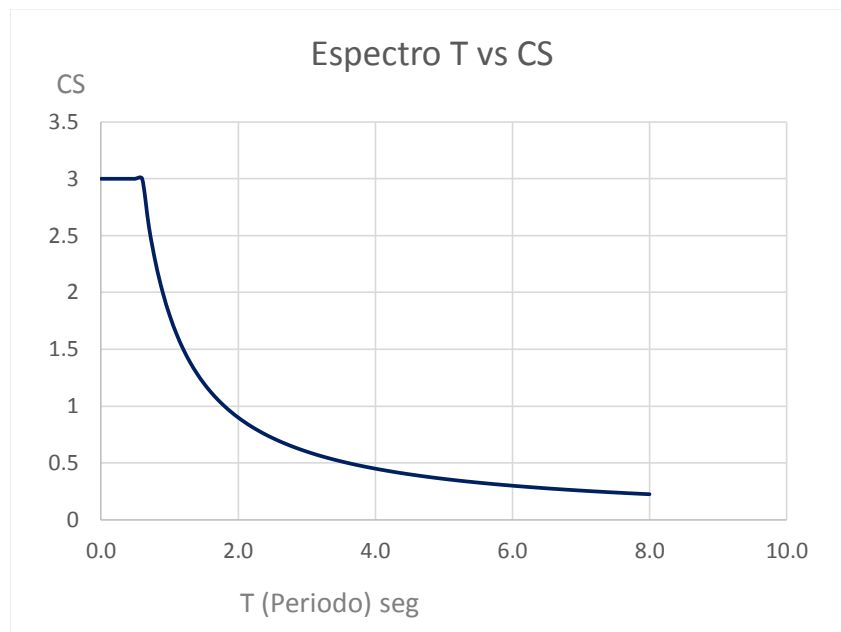


Figura 4.16. Pseudo espectro de aceleraciones que se utilizara para el modelamiento con los parámetros de la E.030-2006. Fuente E.030-2006.

4.5.3.1. PARTICIPACIÓN DE MASAS

El porcentaje de participación de masas llega al 100%.

Tabla 4.42

Periodos y porcentajes de participación de masas

Modo	Periodo	Masa X-X	Masa Y-Y
	Seg	%	%
1	0.555	0.7421	0.0057
2	0.51	0.0093	0.7979
3	0.407	0.0632	0.0068
4	0.152	0.1053	0.0082
5	0.142	0.0127	0.0968
6	0.102	0.0019	0.0194
7	0.068	0.0307	0.008
8	0.066	0.0111	0.0243
9	0.042	0.0002	0.0091
10	0.037	0.0173	0.0001
11	0.036	0.0002	0.014
12	0.024	0.006	1.28E-05
13	0.023	3.94E-05	0.0046
14	0.021	6.75E-06	0.0051
15	0.016	3.98E-06	0.0002
TOTAL		100%	100%

Nota: Periodos y porcentajes de participación de masas de la edificación. Fuente propia

Teniendo en la dirección X-X un porcentaje de participación de 74% y en la dirección Y-Y un porcentaje de participación de 80% de masa participativa.

4.5.3.2. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS DE ENTREPISO

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa ETABS V15. Según el numeral 16.4 de la norma E-030-2006 los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “0.75*R”. Los desplazamientos máximos en la dirección XX por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.43
Derivas para el sismo X-X

Piso	Deriva máxima en X-X	E.030-2006 deriva máxima permitida
P5	0.0046	0.007
P4	0.0058	0.007
P3	0.0068	0.007
P2	0.0069	0.007
P1	0.0036	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo X-X.
Fuente propia.

Como se muestra en la tabla los desplazamientos se encuentran dentro del límite de 0.007 establecido en la norma, el máximo desplazamiento relativo 0.0069.

Los desplazamientos máximos en la dirección YY por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.44
Derivas para el sismo Y-Y

Piso	Deriva máxima en Y-Y	E.030-2006 deriva máxima permitida
P5	0.0040	0.007
P4	0.0043	0.007
P3	0.0053	0.007
P2	0.0060	0.007
P1	0.0034	0.007

Nota: Derivas obtenidas para el análisis con el sismo Y-Y.
 Fuente propia.

Los desplazamientos de las derivas relativas máximas en la dirección YY están dentro de la máxima permitida por la norma, el desplazamiento máximo es 0.0060

Los desplazamientos de los centro de masas en la dirección XX cumplen con el desplazamiento máximo permisible tal como indica en la siguiente tabla.

Tabla 4.45
Derivas del centro de masas X-X

Pi so	Desplaza miento centro de masas (m)	Altura de piso	Deriva por "R" X-X	E.030- 2006 máxim o
P5	0.0164	2.7	0.0036	0.007
P4	0.0139	2.7	0.0047	0.007
P3	0.0107	2.7	0.0056	0.007
P2	0.0069	2.7	0.0058	0.007
P1	0.0029	3.7	0.0031	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo X-X. Fuente propia.

Los desplazamientos del centro de masa en la dirección YY también cumplen con el desplazamiento máximo permisible tal como indica en la siguiente tabla.

Tabla 4.46
Derivas del centro de masas Y-Y

Pi so	Desplaza miento centro de masas (m)	Altura de piso	Deriva por "R" Y-Y	E.030- 2006 máxim o
P5	0.0147	2.7	0.0032	0.007
P4	0.0125	2.7	0.0041	0.007
P3	0.0097	2.7	0.0049	0.007
P2	0.0063	2.7	0.0052	0.007
P1	0.0027	3.7	0.0029	0.007

Nota: Derivas o distorsiones del centro de masas obtenidas con el sismo Y-Y. Fuente propia.

4.5.3.3. IRREGULARIDAD POR TORCION

La norma E-030-2006 indica que la edificación tendrá irregularidad torsional si los desplazamientos máximos relativos son mayores al 50% del máximo permisible indicado en el artículo 15 de la E-030-2006. Así como también si el máximo desplazamiento relativo es mayor a 1.3 del promedio del desplazamiento máximo y el extremo opuesto.

Tabla 4.47
Relación de derivas en X-X

Piso	Deriva máxima en X-X	Deriva centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0046	0.0015	1.30
P4	0.0058	0.0018	1.24
P3	0.0068	0.0019	1.21
P2	0.0069	0.0018	1.19
P1	0.0036	0.0009	1.16

Nota: Relación de la deriva máxima y el centro de masas para el sismo X-X E-030-2006. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla el desplazamiento máximo es mayor llega a 1.3 veces al del centro de masa en el piso 5 lo cual se calificaría como irregularidad torsional en la dirección X-X.

Para la dirección Y-Y se muestra la siguiente tabla:

Tabla 4.48
Relación de derivas Y-Y

Piso	Deriva máxima en Y-Y	Deriva centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0040	0.0032	1.25
P4	0.0043	0.0041	1.03
P3	0.0053	0.0049	1.07
P2	0.0060	0.0052	1.14
P1	0.0034	0.0029	1.19

Nota: Relación de la deriva máxima y el centro de masas para el sismo YY. Fuente propia.

En la tabla se muestra que el desplazamiento máximo no supera el 1.3 veces el promedio de

desplazamientos del máximo relativo con el extremo opuesto, dando así que en la dirección YY la edificación no tiene regularidad torsional.

4.5.3.4. FUERZA CORTANTE MINIMA

Según el artículo 18 de la norma E-030-2006 la cortante mínima en la base para estructuras irregulares no tiene que ser menor al 90% de la cortante estática.

$$F.E. = \frac{0.9 \text{Cortante Estatica}}{\text{Cortante dinamica}}$$

Con el programa ETABS V15 se calculó la cortante dinámica en la base de la edificación.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
P1	SXX Max	Top	0	98.2397	9.9737
P1	SXX Max	Bottom	0	98.2397	9.9737
P1	SYX Max	Top	0	9.9737	103.8951
P1	SYX Max	Bottom	0	9.9737	103.8951

Figura 4.17. Cortante en la base calculada con el ETABS. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla correspondiente al eje XX el 90% de la cortante estática es mayor a la cortante dinámica, por lo tanto se tiene que escalar.

Tabla 4.49
Factor de escala cortante X-X

	Cortante (V)	F.e.
V estática x-x	127.05 Ton	
V dinámica x-x	98.24 Ton	1.16
90%Vestatica	114.35 Ton	

Nota: Factor de escala de la cortante basal en X-X E.030-2006. Fuente propia.

Como se muestra en la tabla correspondiente al eje YY el 90% de la cortante estática es mayor a la cortante dinámica, por lo tanto se tiene que escalar.

Tabla 4.50

Factor de escala cortante Y-Y

	Cortante (V)	F.e.
V estática y-y	127.05 Ton	
V dinámica y-y	103.90 Ton	1.10
90%Vestatica	114.35 Ton	

Nota: Factor de escala de la cortante basal en Y-Y E.030-2006. Fuente propia.

4.6. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

La E-060-RNE (2009) en el capítulo 9 indica que “los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño calculadas para cargas y fuerzas amplificadas” (p. 65)

Para el diseño en concreto armado de la edificación se tomaran los datos del modelamiento con el programa ETABS V15, la metodología a emplear será el diseño por resistencia. El cual presenta factores de reducción resistencia y amplificación de cargas considerando la falla por resistencia ultima para la predicción de la carga del elemento y el modo del colapso.

Los factores de reducción de resistencia según el acápite 9.3 de la E-060-RNE:

- Flexión sin carga axial :0.9
- Tracción: 0.9
- Cortante: 0.85
- Compresión: 0.7

Tabla 4.51
Factores de amplificación de carga

Factores

$$U=1.4CM+1.7CV$$

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

$$U=1.25(CM+CV)-CS$$

$$U=0.9CM+CS$$

$$U=0.9CM-CS$$

Nota: Adaptado de "E-060", Reglamento nacional de edificaciones, 2009, SENCICO, p.65 Factores de amplificación de carga capítulo 9

4.6.1. DISEÑO DE VIGAS

La E-060-RNE (2009) indica que el diseño de vigas de la edificación se realizara haciendo uso de la carga máxima de diseño para calcular la cuantía del acero mediante el diseño por flexión. El área mínima del acero estará dado por:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} db$$

El cálculo de la cuantía mecánica está dado por:

$$M_u = \phi f'c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

Despejando w:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u}{\phi f'c b d^2}}$$

La cuantía balanceada está dado por:

$$\rho_b = 0.85 \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

La cuantía de diseño está dado por:

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y}$$

La cuantía de diseño está dado por:

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y}$$

Área del acero

$$As = \rho b d$$

El corte del refuerzo longitudinal y su desarrollo estará dado donde es requerido y se tomaran las consideraciones de la figura 4.18 y 4.19

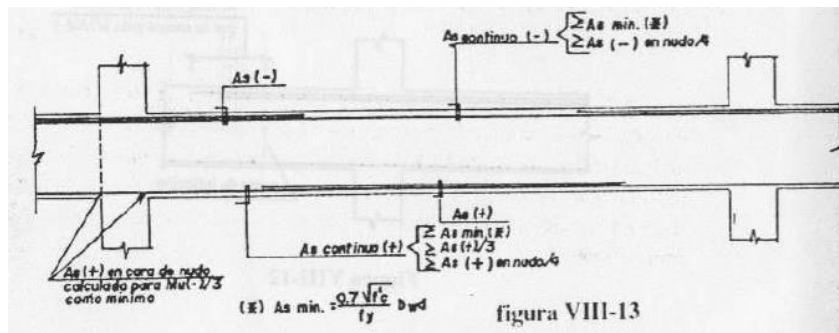


Figura 4.18. Longitudes de barra para el refuerzo (Blanco, 1990)

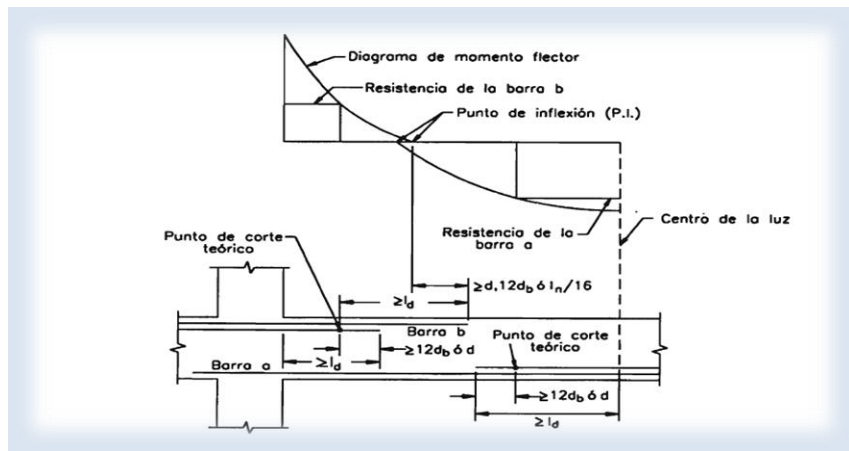


Figura 4.19. Longitudes de barra para el refuerzo (Harmsen, 2002)

Diseño de la viga del eje 3-3 - E-030-2006

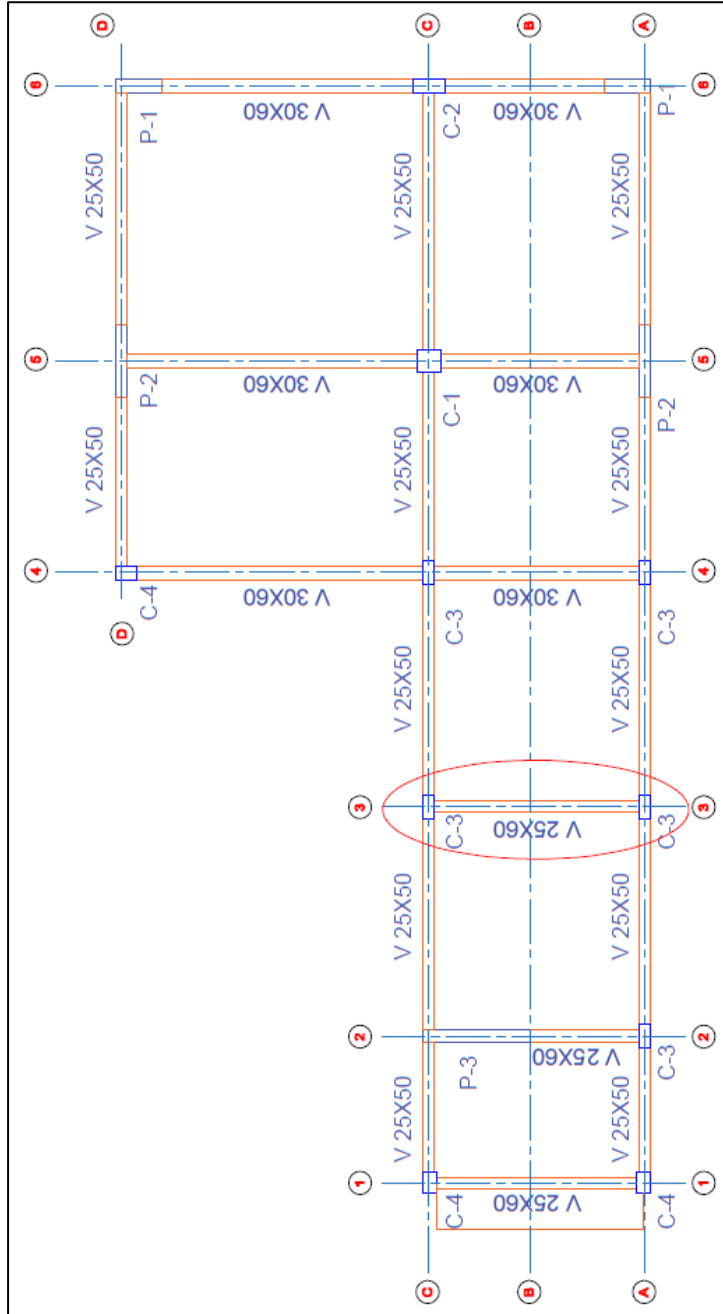


Figura 4.20. Ubicación de la viga V25x60 en el eje 3-3 de la configuración estructural a partir de la E-030-2006. Fuente propia.

La sección de la viga tiene las siguientes dimensiones:
25x60

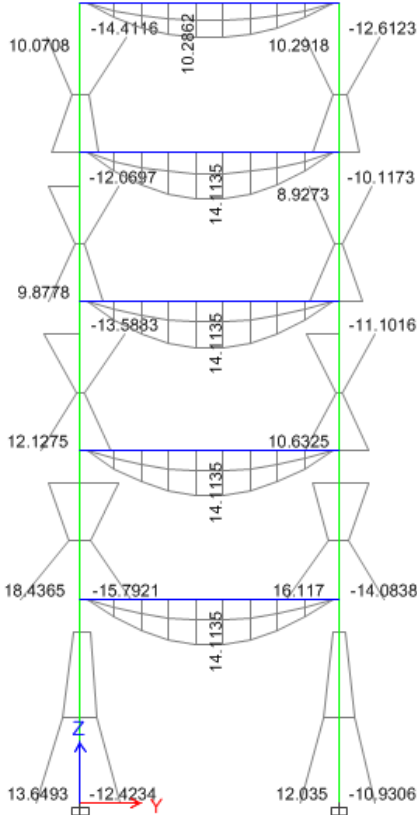


Figura 4.21. Diagrama de momentos E-030-2006 de diseño calculados con la ayuda del ETABS V15. Fuente propia.

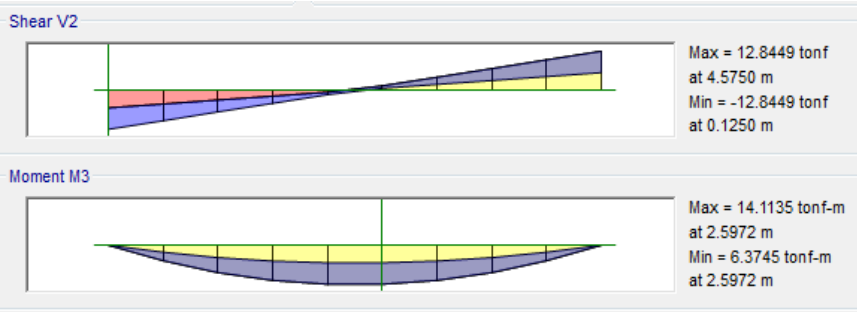
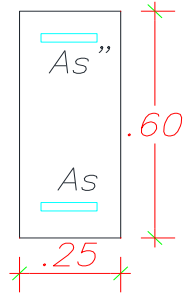


Figura 4.22. Diagrama de momentos y fuerza cortante E-030-2006 de diseño calculados con la ayuda del ETABS V15. Fuente propia.

El momento último de diseño con la ayuda del programa ETABS V15 tal como indica la figura. $M_u=14.11$ ton-m.



f'c=	210	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ³
Ø=	0.9	
B1 =	0.85	

Figura 4.23. Valores para el cálculo de la viga de concreto. Fuente propia.

MU=	14.11Ton-m	→	1411348.13	kg-cm
b=	25cm			
h=	60cm			
d=	54cm			
$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$				
-Calculo de la cuantía mecánica				
$\omega=$	0.85			
$\omega=$	0.11			

Figura 4.24. Calculo de la cuantía mecánica. Fuente propia

-Calculo de la cuantía de diseño		
$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} =$	0.0055	
-Verificando tipo de falla		
$\rho_{max} \leq 0.75\rho_b$		$\rho_{max} = 0.75\rho_b$
$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$		
$0.75\rho_b =$	0.016	
$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$		<i>falla ductil por fluencia del acero</i>
0.0055 <	0.016	

Figura 4.25. Calculo de la cuantía de diseño y verificación del tipo de falla. Fuente propia.

-Calculo del área del acero		
$A_{s_{dis}} = \rho b d$		
$A_{s_{dis}} =$	7.39cm ²	$A_{s_{min}} < A_{s_{dis}}$
-Verificando acero minimo		$3.26\text{cm}^2 < 7.39\text{cm}^2$
$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$		
$A_{s_{min}} =$	3.26cm ²	

Figura 4.26. Calculo del acero de diseño y verificación con el acero mínimo. Fuente propia.

Tabla 4.52

Momento, cuantías y área de acero

Mu (ton)	P min	w	p	P max	As diseño (cm ²)	As min (cm ²)
14.11	0.0033	0.11	0.0055	0.016	7.39	3.26

Nota: tabla de resumen de momento, cuantías, acero de diseño. Fuente propia

Nota: tabla de resumen de momento, cuantías, acero de diseño.
Fuente propia

Numero de barras a usar:

Usando barras de 5/8" cuya área es 2cm²

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{As \text{ diseño}}{As \text{ barra a usar}} = \frac{7.39cm^2}{2cm^2} = 4 \text{ barras}$$

Para la disposición de la armadura se debe de cumplir que el espaciamiento entre barras debe de ser:

- espaciamiento de barras			
$S_{max} \geq 2.5cm$			
$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$			
$S_{max} = 2.91cm$			
$2.91cm \geq 2.5cm^2$			

Figura 4.27. Espaciamiento entre las barras. Fuente propia.

En la disposición de la armadura se emplearan 4ø5/8" como acero positivo y 2ø5/8" como acero negativo. El corte del refuerzo longitudinal se realizara en dos varillas del acero positivo dejando el resto de las varillas como acero corrido. El corte del acero se efectuara a partir del corte teórico adicionando el mayor de 12 veces el diámetro de la barra y la longitud del peralte de la viga. El corte teórico se calculara a partir del momento nominal de la barra de acero. Tal como se muestra en la figura 4.19. y en la figura 4.26.

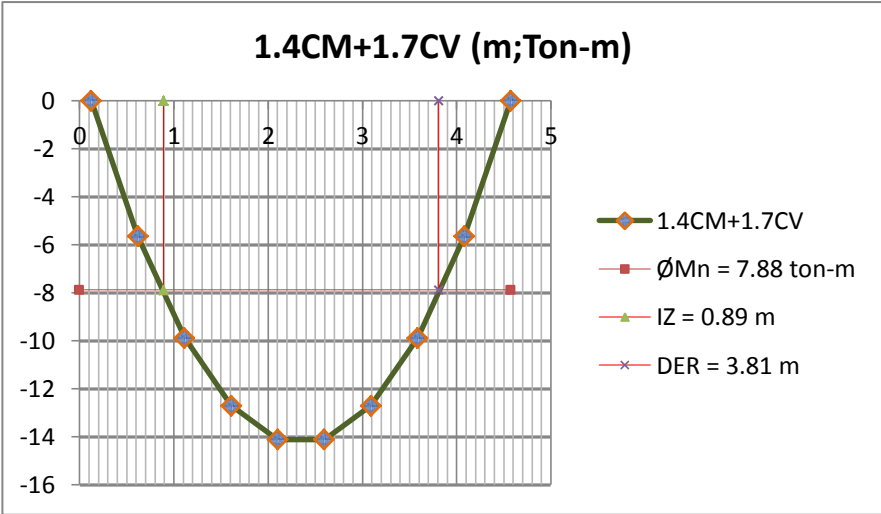


Figura 4.28. Corte teórico de la barra. Fuente propia.

Para el diseño por corte:

La cortante máxima es 12.84 ton. La cortante a “d” de la cara es 9.81 ton, como se muestra en la figura 4.28:

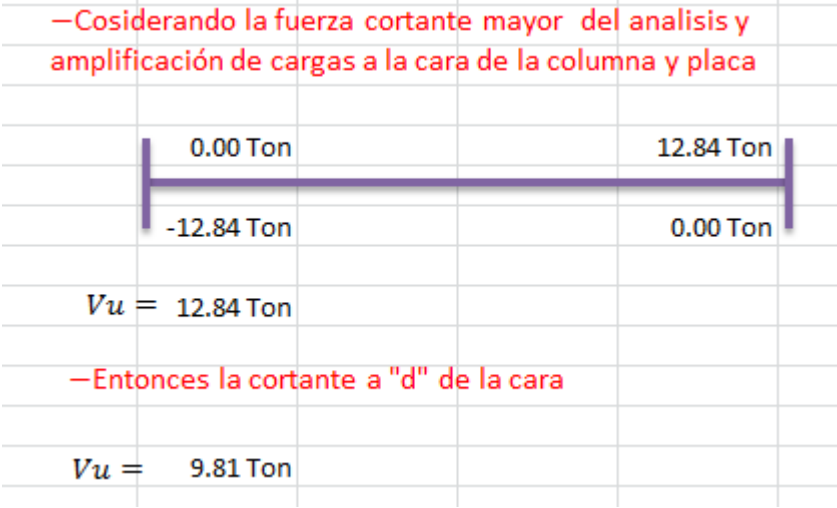


Figura 4.29. Fuerza cortante de la viga a la cara de la columna y a “d2” de la cara. Fuente propia.

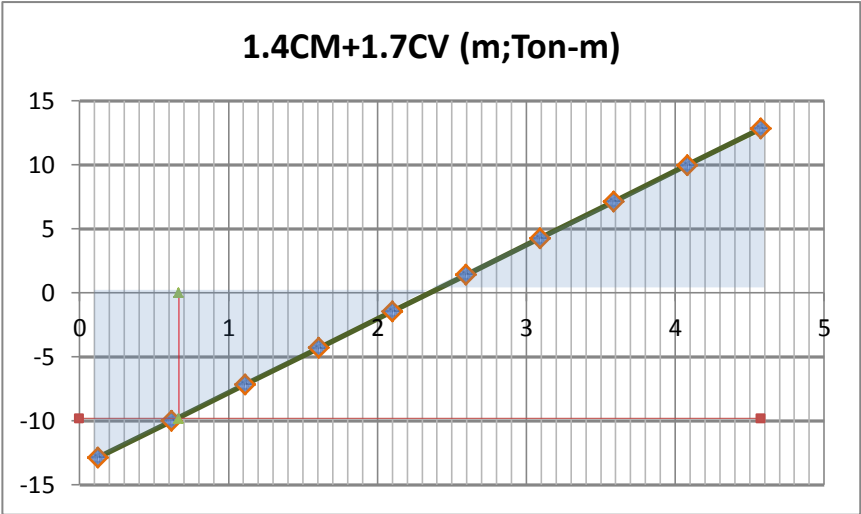


Figura 4.30. Grafico de la ubicación de la cortante a “d”=0.54m de la cara. Fuente propia

-Cálculo de la resistencia al corte proporcionado por el concreto		
$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$		Si el cortante que aporta el concreto es mayor a "Vu". Se dispondrá de los requisitos mínimos por corte de la norma E-060
$V_c = 10.37 \text{ Ton}$	$> V_u = 9.81 \text{ Ton}$	
$\phi V_n \geq V_u$	$V_n = V_c + V_s$	

Figura 4.31 Cálculo de la resistencia al corte proporcionado por el concreto. Fuente propia.

Si la resistencia al corte proporcionado por el concreto (V_c), es mayor a la resistencia al corte a “d” de la cara (V_u) se dispondrá de los requisitos mínimos según el acápite 21.4.4.4 de la norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.


<i>-Para vigas según el acapite 21.4.4.4 R.N.E.-E - 060 los requisitos mínimos</i>			
Zona de confinamiento = 2h = 120cm			
$-S_0$	a)	$\frac{d}{4} =$	13cm
	b)	$10db =$	16cm
	c)	$24de =$	23cm
	d)	30cm	
			$S_0 = 13cm \Rightarrow 10cm$
$-S_{max} = \frac{d}{2} = 26cm \Rightarrow 25cm$			
<i>-Disposicion de los estribos</i>			
 1@ 0.05 ; 12 @ 10cm ; Resto @ 25cm			

Figura 4.32. Disposición del refuerzo transversal. Fuente propia.

VP-1 Primer piso

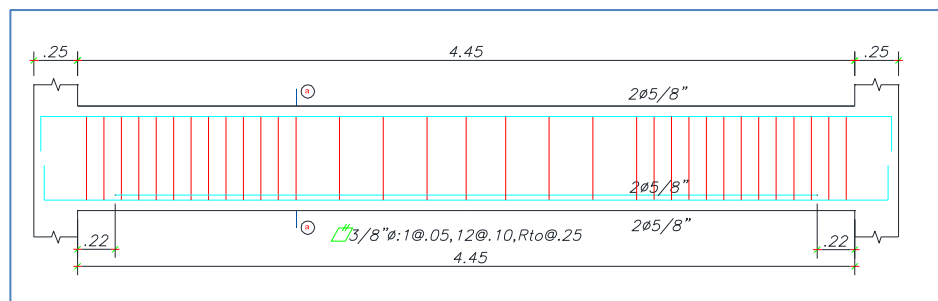


Figura 4.33. Viga diseñada a partir del momento último de diseño. Fuente propia.

Diseño de la viga del eje 3-3 - E-030-2016

La sección de la viga tiene las siguientes dimensiones:
25x60

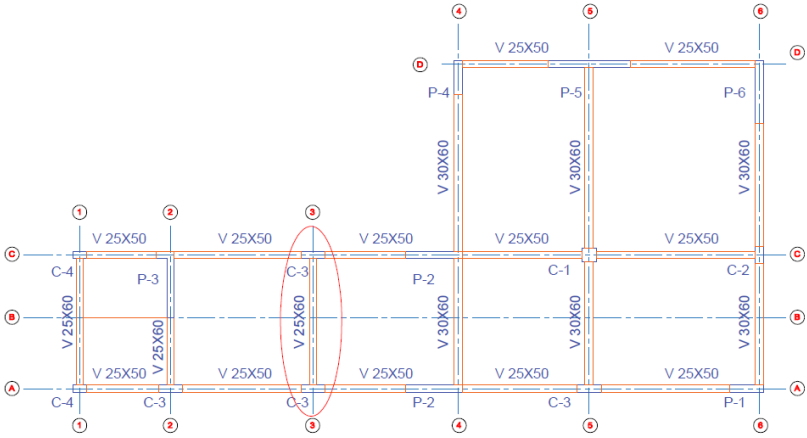


Figura 4.34. Ubicación de la viga V25x60 en el eje 3-3 de la configuración estructural a partir de la E-030-2006. Fuente propia.

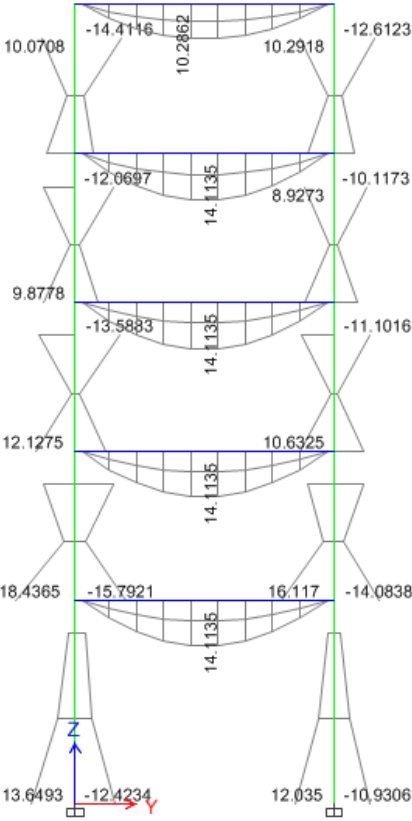


Figura 4.35. Diagrama de momentos E-030-2016 de diseño calculados con la ayuda del ETABS V15 a partir del momento ultimo de diseño. Fuente propia.

El diseño de la armadura de refuerzo será el mismo ya que tienen el mismo momento último de diseño.

Diseño de la viga del eje 1-1 - E-030-2016

Con la ayuda del programa ETABS V15 se calculó la cantidad de acero usando para la edificación calculada con las normas E-030-2006 y E-030-2016

En la siguiente figura se puede apreciar la cantidad de acero calculado con el programa ETABS V15 para la edificación con analizada con la E-030-2016.

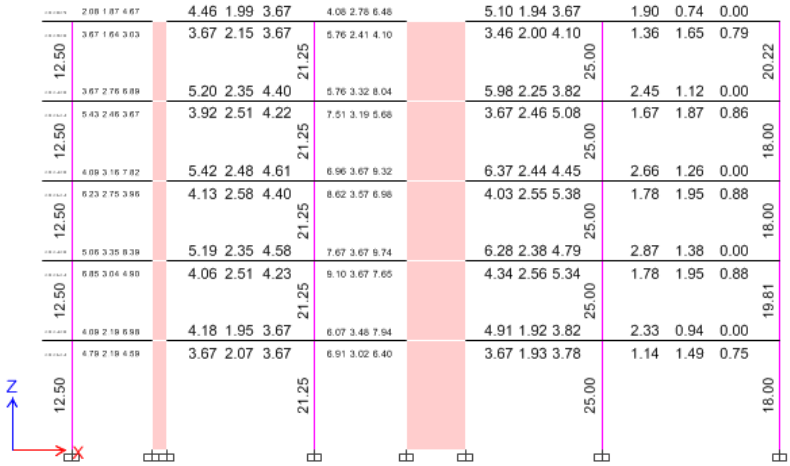


Figura 4.36. Cantidades de acero para la E-030-2016 en cm2 calculados con el ETABS V15. Fuente propia.

En la figura se puede apreciar la cantidad de acero calculado con el programa ETABS V15 para la edificación con analizada con la E-030-2006.

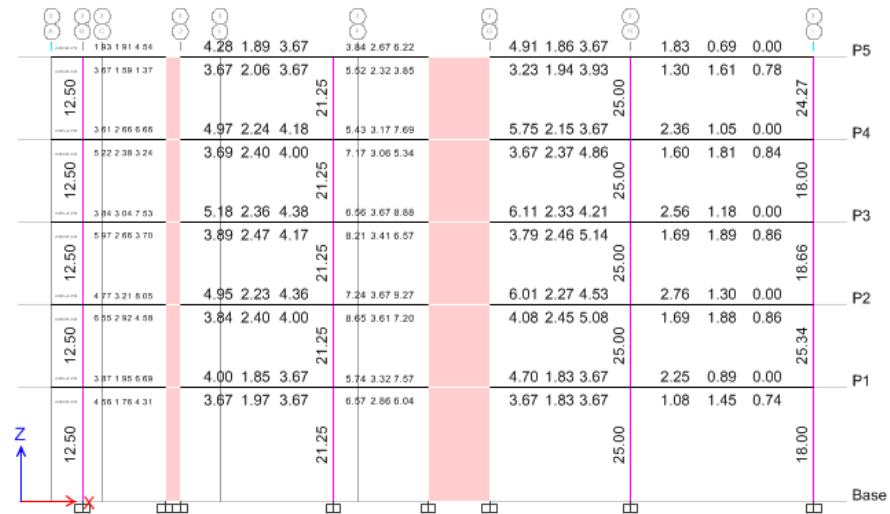


Figura 4.37. Cantidades de acero Para la E-030-2006 en cm2 calculados con el ETABS V15. Fuente propia.

Como se puede apreciar en las figuras 4.21 y 4.22, las áreas de acero para las vigas poseen una ligera variación que será vista en el Capítulo V. En los anexos C y D se presentan algunos los cálculos de la cuantificación del acero para las vigas y los planos tanto para la configuración estructural con la E-030-2006 y la E-030-2016.

4.6.2. DISEÑO DE COLUMNAS

La E-060-RNE (2009) en el acápite 10.3.6 indica que la resistencia axial máxima de diseño estará dada por la siguiente expresión:

$$\phi Pn_{max} = \phi \alpha Pn = \phi \alpha (0.85 f'c (Ag - Ast) + fy Ast)$$

Dónde:

Ag: Área de la sección de la columna

Ast: Área total del refuerzo

α : 0.8 para estribos

ϕ : 0.7 para estribos

A partir del cual el diseño de las columnas se realizara por flexocompresión siguiendo los requisitos generales del acápite 10.3 de la norma E-060-RNE. El diseño por flexocompresión se realizara con la ayuda de los diagramas de interacción que ayudara analizar la sección transversal de la columna, que estará reforzada con una cuantía de acero no menor del 1% ni mayor del 6% tal como indica en el acápite 21.4.5 de la E-060-RNE.

Los principios y requisitos generales del acápite 10.3 de la norma E-060-RNE se pueden apreciar mediante las siguientes figuras.

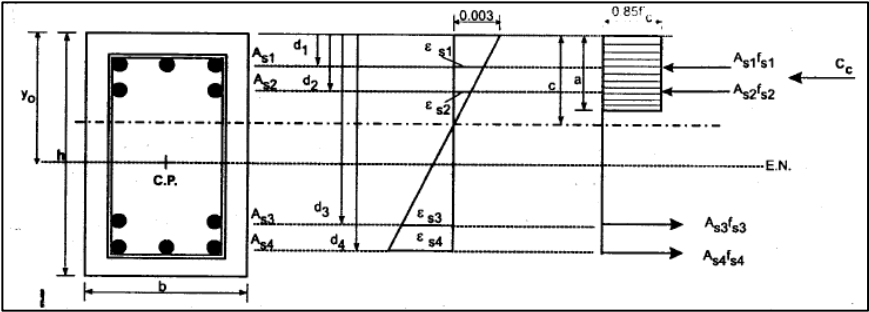


Figura 4.38. Esfuerzos del concreto y fuerzas del acero (Morales, 2004).

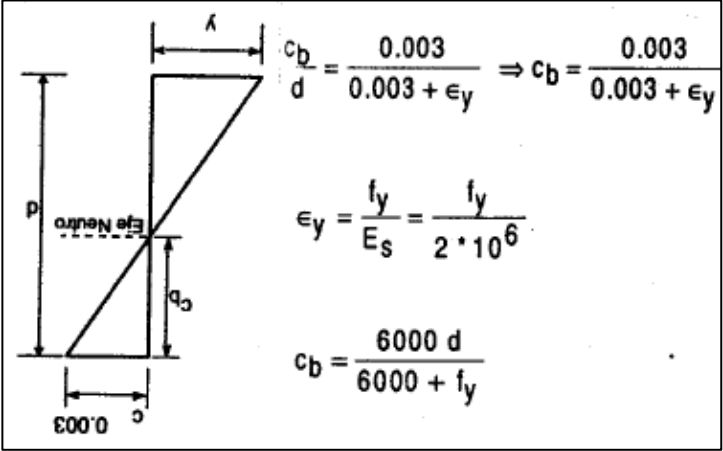


Figura 4.39. Condición de falla balanceada (Morales, 2004).

El diagrama de interacción se construirá variando las posiciones del eje neutro "Cb". tal como se aprecia en la figura 4.38. Los valores ϵ_s serán determinados mediante semejanza de triángulos.

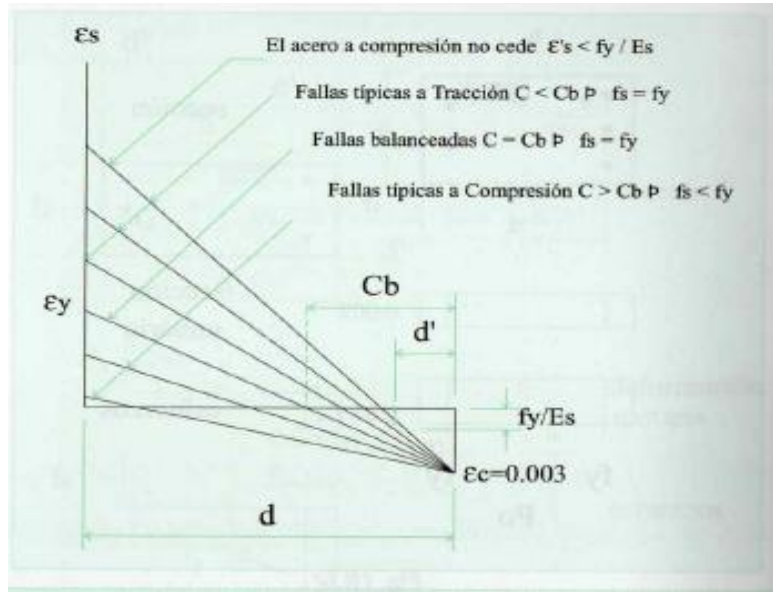


Figura 4.40. Diagrama de deformaciones de fallas para columnas (Ortega, 2015).

La forma del diagrama de interacción con lo indicado en el acápite 10.3 de la norma E-060-RNE se representa en la figura 4.39 con las resistencias nominales y de diseño:

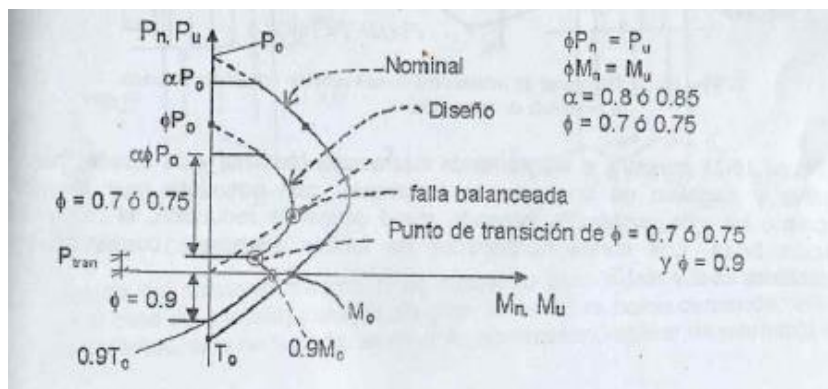


Figura 4.41. Diagrama de interacción y resistencias nominales de diseño (Otazzi, 2011).

Diseño de la columna C-1 con el análisis realizado con la norma E-030-2016:

En el diseño de las columnas se tuvo en cuenta las consideraciones de cuantía mínima de 1% que indica la norma E-060, haciendo un metrado de cargas manual y con la ayuda del programa ETABS V15 se calculó las fuerzas axiales y momentos respectivamente para ser verificados en el diagrama de interacción.

Columna C-1 50X50

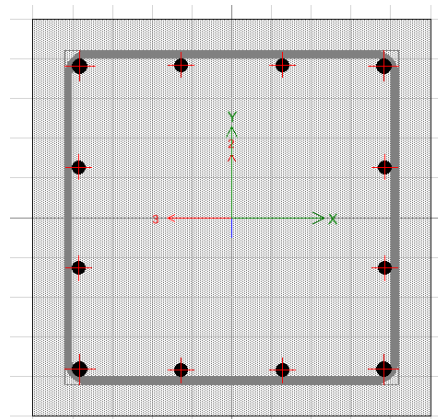


Figura 4.42. Diseño del acero de refuerzo con el programa ETABS V15. Fuente propia.

La columna posee 8 varillas de 5/8" y 4 varillas de 3/4". La cuantía estará dada por la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{Ag}{Ast} = \frac{50 \times 50}{16 + 11.36} = 0.01$$

La sección de la columna posee la cuantía mínima (1%) que indica la norma E-060-RNE.

El momento del análisis y la fuerza axial, se obtuvo con la ayuda del programa ETABS V15 y realizando un metrado de cargas manual, respectivamente. En la siguiente tabla

se muestra las cargas y momentos que se usaran en el diseño:

Tabla 4.53

Cargas y momentos de la columna C-1

CARGA	P	M22	M33
MUERTA	-123.3011	-2.0572	-0.0935
VIVA	-33.0447	-0.7383	0.0084
SISMO X	13.1444	1.1964	4.8155
SISMO Y	5.0757	7.1097	0.1601

Nota: tabla de cargas y momentos en la columna C-1 las unidades están en P(Ton), M22(Ton-m), M33 (Ton-m).Fuente propia

Para poder realizar el análisis por flexocompresión de la sección transversal de la columna C-1 se procederá a amplificar las cargas axiales y momentos para realizar el diseño por resistencia tal como indica la norma E-060-RNE en el capítulo 9.

Tabla 4.54

Combinaciones de cargas y momentos para la columna C-1

	COMB	P	M22	M33
	14CM+1.7CV	228.7975	-4.1352	-0.1166
	1.25(CM+CV)+SX	208.5767	-2.2980	4.7091
SISMO	1.25(CM+CV)-SX	182.2879	-4.6908	-4.9219
X-X	0.9CM+SX	124.1154	-0.6551	4.7314
	0.9CM-SX	97.8266	-3.0479	-4.8997
	1.25(CM+CV)+SY	200.5080	3.6153	0.0537
SISMO	1.25(CM+CV)-SY	190.3566	-10.6041	-0.2665
Y-Y	0.9CM+SY	116.0467	5.2582	0.0760
	0.9CM-SY	116.0467	-8.9612	-0.2443

Nota: tabla de cargas y momentos en la columna C-1. Las unidades están en P(Ton), M22(Ton-m), M33 (Ton-m). Fuente propia

Como se aprecia en la figura 4.43, la fuerza axial amplificada de la columna C-1 es de 215.28 ton. Pero con

el metrado de cargas manual la carga axial amplificada será 228.798 ton.

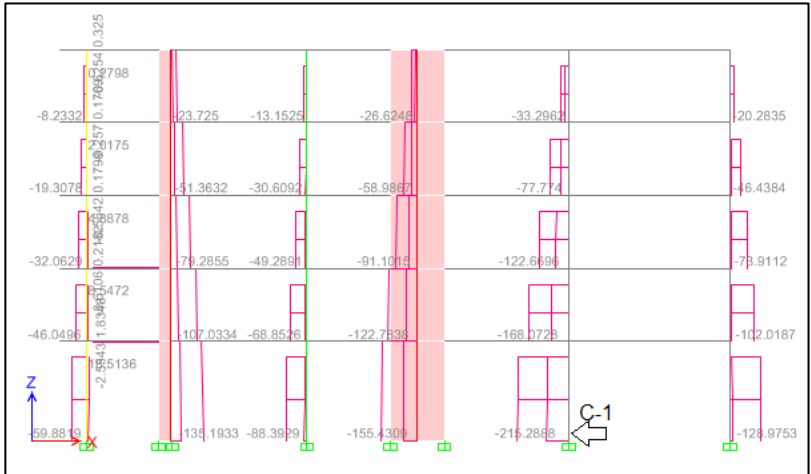


Figura 4.43. Cargas axiales de las columnas y placas del eje C-C. Fuente propia.

El diagrama de interacción será dibujado con la ayuda del programa ETABS V15. Los datos proporcionados para dibujar el diagrama de interacción serán en los ejes 0°-180° que corresponden a M33 y 90°- 270° que corresponden a M22. Tal como se muestra en la figura 4.44

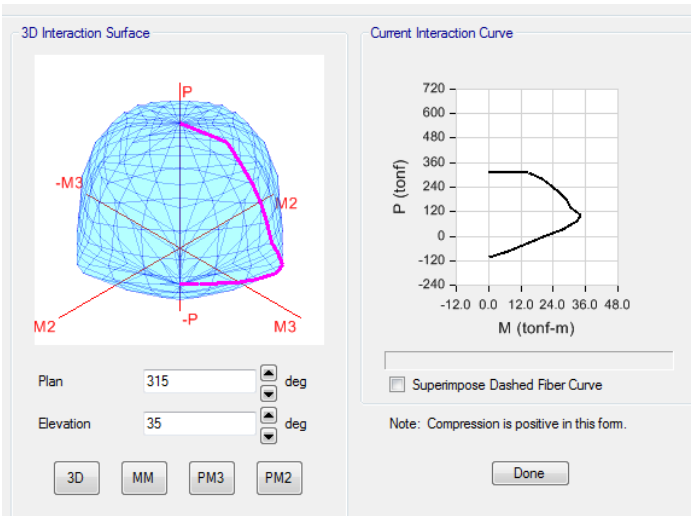


Figura 4.44. Diagrama de interacción de la columna C-1. Fuente propia.

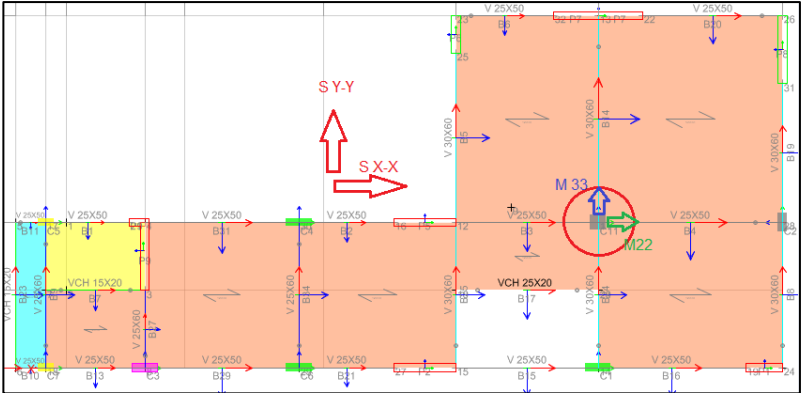


Figura 4.45. Ejes locales para M22 Y M33 de la columna C-1. Fuente propia.

Las combinaciones de carga axial “ $\emptyset P_n$ ” y momento resistente “ $\emptyset M_n$ ” de la tabla 4.54, serán ubicados en el diagrama de interacción para el Sismo XX, Sismo YY en el eje de 0° - 180° y 90° - 270°

Para el sismo en X-X se puede apreciar que los momentos respecto al eje local 3-3 generan momentos mayores respecto al eje local 2-2.

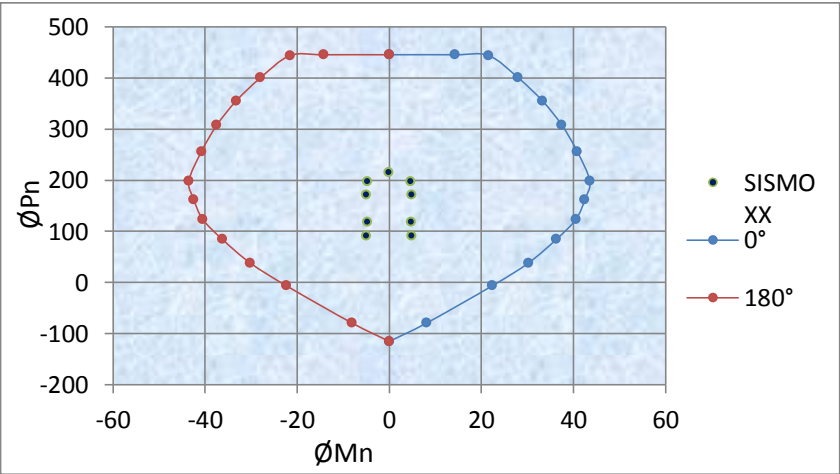


Figura 4.46. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 0° y 180° . Fuente propia.

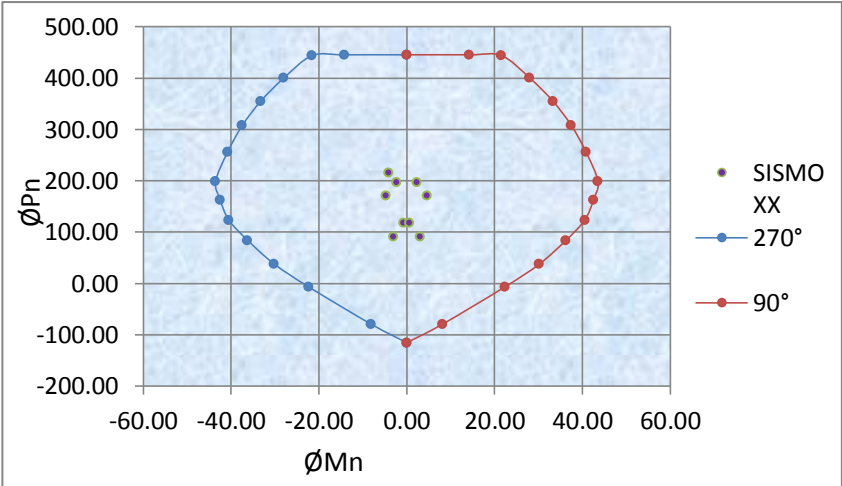


Figura 4.47. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 270° y 90°. Fuente propia.

Para el sismo en Y-Y se puede apreciar que los momentos respecto al eje local 3-3 generan momentos menores respecto al eje local 2-2.

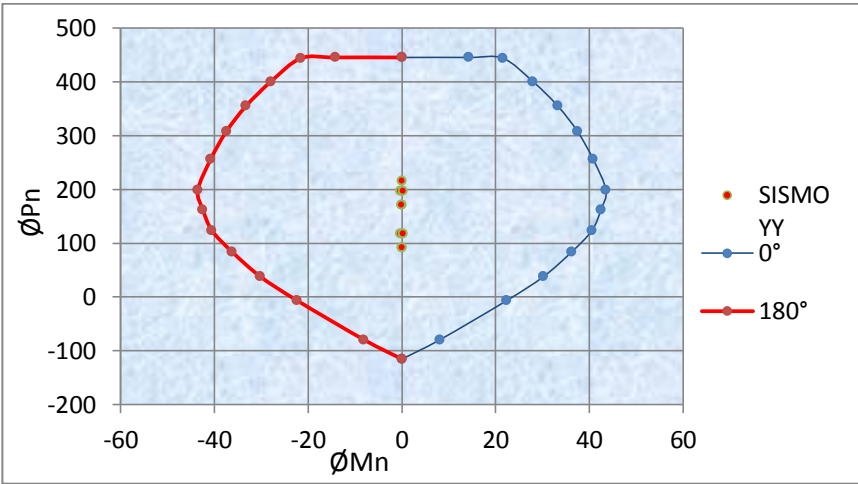


Figura 4.48. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 0° y 180°. Fuente propia.

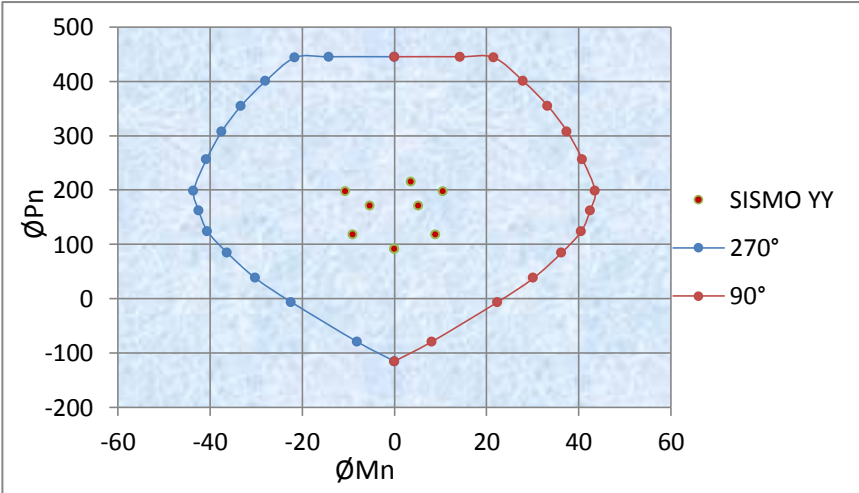


Figura 4.49. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 270° y 90°. Fuente propia.

Las combinaciones de cargas ultimas “ØPu” y “ØMu” se encuentran dentro del diagrama de interacción lo cual satisface el diseño.

Para el diseño por cortante se hará el uso de los diagramas de interacción para hallar el mayor momento nominal en los extremos de cada columna. Previos requisitos que indica el acápite 21.4.5.3 E-060-RNE.

DISEÑO POR CORTE			
f'c=	210	kg/cm ²	Ln = 3.10m
Fy=	4200	kg/cm ³	
Ø=	0.85		
B1 =	0.85		Refuerzo longitudinal
		Ø	3/4" =2.84cm ² D=1.91cm
b=	50cm		refuerzo transversal
h=	50cm	Ø	3/8" =0.71cm ² D=0.95cm
d=	44cm		

Figura 4.50. Características de la columna C-1. Fuente propia.

-Para elementos en flexocompresión según el acapite
21.4.5.3 R.N.E. - E - 060 los requisitos mínimos son:

Zona de confinamiento $\Rightarrow l_0$

$$-l_0 \left[\begin{array}{l} \text{a) } \frac{l_n}{6} = 52\text{cm} \\ \text{b) } \max(b; h) = 50\text{cm} \\ \text{c) } 50\text{ mm} = 50\text{cm} \end{array} \right] \quad l_0 = 52\text{cm} \Rightarrow 60\text{cm}$$

$$-s_0 \left[\begin{array}{l} \text{a) } 8\text{ db} = 15\text{cm} \\ \text{b) } \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}\right) = 25\text{cm} \\ \text{c) } 10\text{ mm} = 10\text{cm} \end{array} \right] \quad s_0 = 10\text{cm} \Rightarrow 10\text{cm}$$

$$-s \left[\begin{array}{l} \text{a) } 16\text{ db} = 30\text{cm} \\ \text{b) } \min(b; h) = 50\text{cm} \\ \text{c) } 48\text{ de} = 46\text{cm} \\ \text{d) } 300\text{ mm} = 30\text{cm} \\ \text{e) } \frac{d}{2} = 22\text{cm} \end{array} \right] \quad s = 22\text{cm} \Rightarrow 20\text{cm}$$

-Disposición de los estribos

$$\left[\right] 1 @ 0.05; \quad 6 @ 10\text{cm}; \quad \text{Resto} @ 20\text{cm}$$

Figura 4.51. Requisitos mínimos de confinamiento según la E-060-R.N.E. (2009) para la columna C-1. Fuente propia.

La compresión axial “Nu” estará dado por la fuerza axial mayor que actúa juntamente con el sismo.

“Nu” para el sismo X-X será 208.58 ton.

“Nu” para el sismo Y-Y será 200.51 ton.

–Para elementos sometidos a compresion axial "Nu" segun el acapite 11.3.1.2 R.N.E. –E – 060 la cortante que aportara el concreto estara dada por :

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b w d$	Nu xx=	208576.65 kg
	Nu yy=	200507.95 kg
<i>–Para el sismo en XX</i>		Fuerza cortante del analisis Sismo X-X:
Vc =	26966.40 kg	
Vc =	26.97 Ton	V sismo = 1.84 Ton
<i>–Para el sismo en YY</i>		Fuerza cortante del analisis Sismo Y-Y:
Vc =	26576.86 kg	
Vc =	26.58 Ton	V sismo = 2.51 Ton

Figura 4.52. Calculo de la resistencia que aporta el concreto sometido a carga axial. Fuerzas Cortantes del análisis para el sismo X-X y para el sismo Y-Y. Fuente propia.

Como se puede apreciar en la figura 4.51 la resistencia al corte aportado por el concreto es mayor a la fuerza cortante del análisis del sismo. La disposición de la armadura será cumpliendo los requisitos que indica el acápite 21.4.5.3 E-060-RNE.

Diseño de la columna C-1 con el análisis realizado con la norma E-030-2006:

Columna C-1 50X50

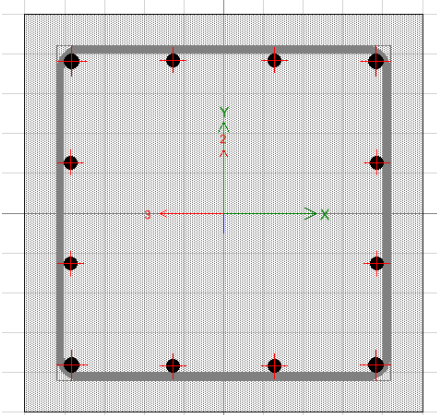


Figura 4.53. Diseño del acero de refuerzo con el programa ETABS V15. Fuente propia.

La columna C-1 posee 8 varillas de 5/8" y 4 varillas de 3/4", cumpliendo con el requisito de cuantía mínima del 1%. Para el diseño por flexocompresión se hará uso de los diagramas de interacción proporcionados por el programa ETABS V15. Las cargas axiales y momentos calculados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.55
Cargas y momentos de la columna C-1

CARGA	P	M22	M33
MUERTA	-123.3011	-1.7276	-0.08
VIVA	-33.0447	-0.6354	-0.0042
SISMO X	16.8157	1.9561	9.2297
SISMO Y	4.0477	9.1311	1.4963

Nota: tabla de cargas y momentos en la columna C-1 las unidades están en P(Ton), M22(Ton-m), M33 (Ton-m).Fuente propia

Las cargas amplificadas se muestran en la tabla 4.56

Tabla 4.56
Combinaciones de cargas y momentos para la columna C-1

	COMB	P	M22	M33
	14CM+1.7CV	228.7975	-3.4988	-0.1191
	1.25(CM+CV)+SX	212.2480	-0.9977	9.1245
SISMO X-X	1.25(CM+CV)-SX	178.6166	-4.9099	-9.3350
	0.9CM+SX	127.7867	0.4013	9.1577
	0.9CM-SX	94.1553	-3.5109	-9.3017
	14CM+1.7CV	228.7975	-3.4988	-0.1191
SISMO Y-Y	1.25(CM+CV)-SY	191.3846	-12.0849	-1.6016
	0.9CM+SY	115.0187	7.5763	1.4243
	0.9CM-SY	115.0187	-10.6859	-1.5683

Nota: tabla de cargas y momentos en la columna C-1. Las unidades están en P(Ton), M22(Ton-m), M33 (Ton-m). Fuente propia.

Para el sismo en X-X se puede apreciar que los momentos respecto al eje local 3-3 generan momentos mayores respecto al eje local 2-2.

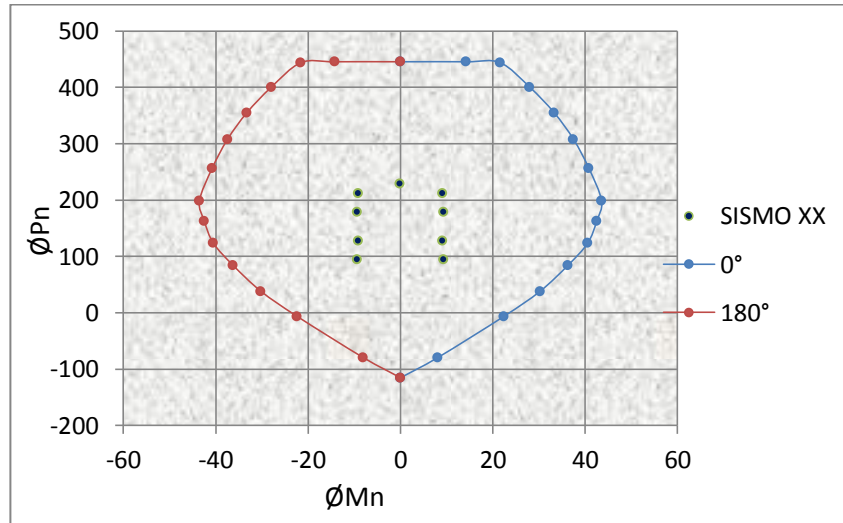


Figura 4.54. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 0° y 180°. Fuente propia.

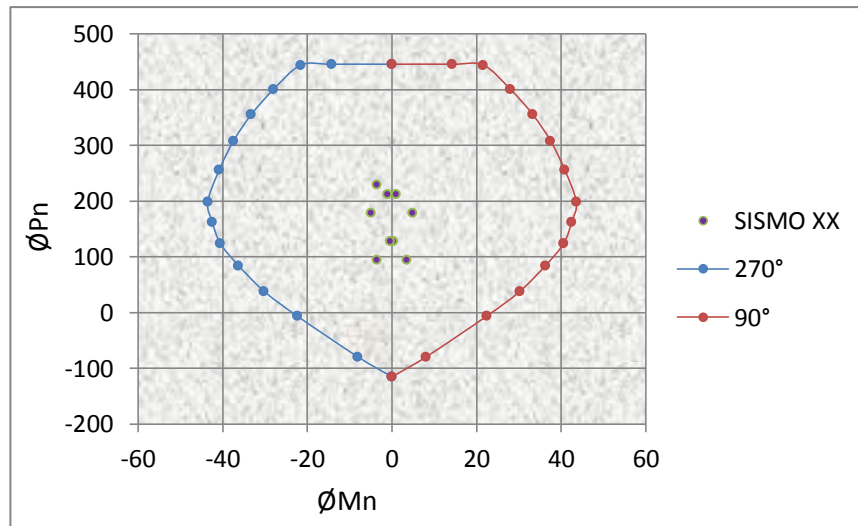


Figura 4.55. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 270° y 90°. Fuente propia.

Para el sismo en Y-Y se puede apreciar que los momentos respecto al eje local 3-3 generan momentos menores respecto al eje local 2-2.

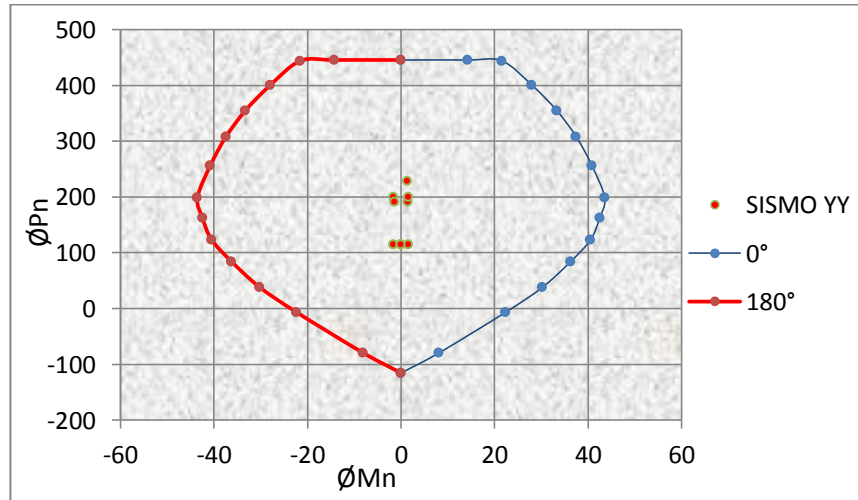


Figura 4.56. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 0° y 180°. Fuente propia.

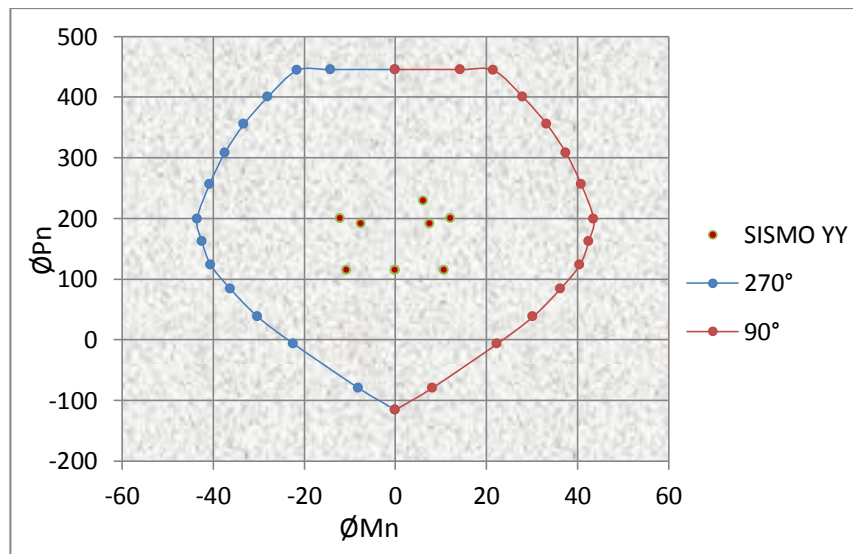


Figura 4.57. Diagrama de interacción de la columna C-1 para el momento en 270° y 90°. Fuente propia.

Las combinaciones de cargas ultimas "ØPu" y "ØMu" se encuentran dentro del diagrama de interacción lo cual satisface el diseño.

Para el diseño por cortante se hará el uso de los diagramas de interacción para hallar el mayor momento nominal en los extremos de cada columna. Previos requisitos que indica el acápite 21.4.5.3 E-060-RNE.

DISEÑO POR CORTE			
$f'c=$	210	kg/cm ²	$L_n =$ 3.10m
$F_y=$	4200	kg/cm ³	
$\phi=$	0.85		
$B_1 =$	0.85		Refuerzo longitudinal
		ϕ 3/4"	=2.84cm ² D=1.91cm
$b=$	50cm		refuerzo transversal
$h=$	50cm	$\#$ 3/8"	=0.71cm ² D=0.95cm
$d=$	44cm		

Figura 4.58. Características de la columna C-1. Fuente propia.

-Para elementos en flexocompresión según el acápite 21.4.5.3 R.N.E.-E-060 los requisitos mínimos son:

Zona de confinamiento $\Rightarrow l_o$			
- l_o	a) $\frac{l_n}{6} =$	52cm	- $l_o =$ 52cm \Rightarrow 60cm
	b) $\max(b; h) =$	50cm	
	c) 50 mm =	50cm	
- S_o	a) $8 db =$	15cm	- $S_o =$ 10cm \Rightarrow 10cm
	b) $\min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}\right) =$	25cm	
	c) 10 mm =	10cm	
- S	a) $16 db =$	30cm	- $S =$ 22cm \Rightarrow 20cm
	b) $\min(b; h) =$	50cm	
	c) $48 de =$	46cm	
	d) 300 mm =	30cm	
	e) $\frac{d}{2} =$	22cm	
-Disposición de los estribos			
	$\#$ 1 @ 0.05;	6 @ 10cm;	Resto @ 20cm

Figura 4.59. Requisitos mínimos de confinamiento según la E-060-R.N.E. (2009) para la columna C-1. Fuente propia.

La compresión axial “Nu” estará dada por la fuerza axial mayor que actúa juntamente con el sismo.

“Nu” para el sismo X-X será 212.25 ton.

“Nu” para el sismo Y-Y será 199.48 ton.

<i>–Para elementos sometidos a compresion axial "Nu" segun el acapite 11.3.1.2 R. N. E. –E – 060 la cortante que aportara el concreto estara dada por :</i>			
$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 A_g}\right) b_w d$	Nu xx=	212247.95	kg
	Nu yy=	212247.95	kg
<i>–Para el sismo en XX</i>		Fuerza cortante del analisis Sismo X-X:	
Vc =	27143.64	kg	
Vc =	27.14	Ton	V sismo = 3.24 Ton
<i>–Para el sismo en YY</i>		Fuerza cortante del analisis Sismo Y-Y:	
Vc =	26527.24	kg	
Vc =	26.53	Ton	V sismo = 3.41 Ton

Figura 4.60. Calculo de la resistencia que aporta el concreto sometido a carga axial. Fuerzas Cortantes del análisis para el sismo X-X y para el sismo Y-Y. Fuente propia.

Como se puede apreciar en la figura 4.59 la resistencia al corte aportado por el concreto es mayor a la fuerza cortante del análisis del sismo. La disposición de la armadura será cumpliendo los requisitos que indica el acápite 21.4.5.3 E-060-RNE.

De lo analizado con la norma E-030-2006 se puede ver que la fuerza cortante que actúa en la columna C-1 es mayor en ambas direcciones respecto a lo analizado con la norma E-030-2016 para la columna C-1, debido a la cantidad de muros estructurales adoptados en cada análisis.

En el anexo R se presentan los planos de las columnas que fueron diseñadas con la cuantía mínima de diseño.

En los anexos E Y F, se presentan ejemplos de diseño de placa.

CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1.DISCUSION DE LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACION.

- En la edificación analizada. Para el sismo XX, el espectro de pseudo aceleraciones con los valores proporcionados por la norma actualizada E-030-2016 en comparación con la norma E-030-2006 tienden a ser mayor debido al factor de zonificación sísmica con la actual norma $Z=0.35$ respecto al factor de aceleración para la norma E-030-2006 $Z=0.30$, exigiendo así más al diseño de la edificación volviéndolo mas resistente. Tal como se muestra en la figura 5.2 a partir de los siguientes valores.

Tabla 5.1
Parámetros sísmicos X-X

Parámetros sísmicos E-030-2016		Parámetros sísmicos E-030-2006	
Z	0.35	Z	0.30
U	1	U	1
S	1.15	S	1.2
Rx-x	4.5	Rx-x	4.5

Nota: Comparación de los parámetros sísmicos. Fuente propia

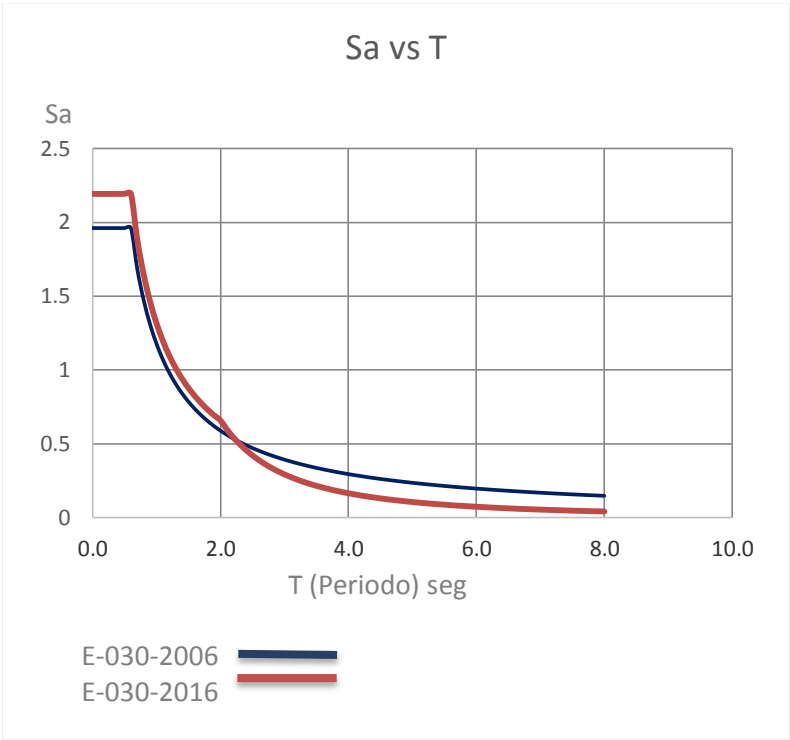


Figura 5.1. Espectros de pseudo aceleraciones de E-030-2006 y e-030-2016 para la dirección X-X. Fuente propia

Para el sismo YY el espectro de pseudo aceleraciones con los valores proporcionados de la norma E-030-2016 tiende a ser menor debido a que el factor de irregularidad en planta que multiplica al coeficiente de reducción es 0.9 a diferencia del

espectro de pseudo aceleraciones con los valores proporcionados de la E-030-2006 que para aumentar la resistencia del edificio se multiplica por un factor de irregularidad de 0.75. A partir de los siguientes valores de la tabla 5.1 se graficó los espectros como se ve en la figura 5.1

Tabla 5.2

Parámetros sísmicos Y-Y

Parámetros sísmicos E-030-2016		Parámetros sísmicos E-030-2006	
Z	0.35	Z	0.30
U	1	U	1
S	1.15	S	1.2
Ry-y	5.4	Ry-y	4.5

Nota: Parámetros sísmicos fuente E-030-2006-E030-2016.Fuente propia

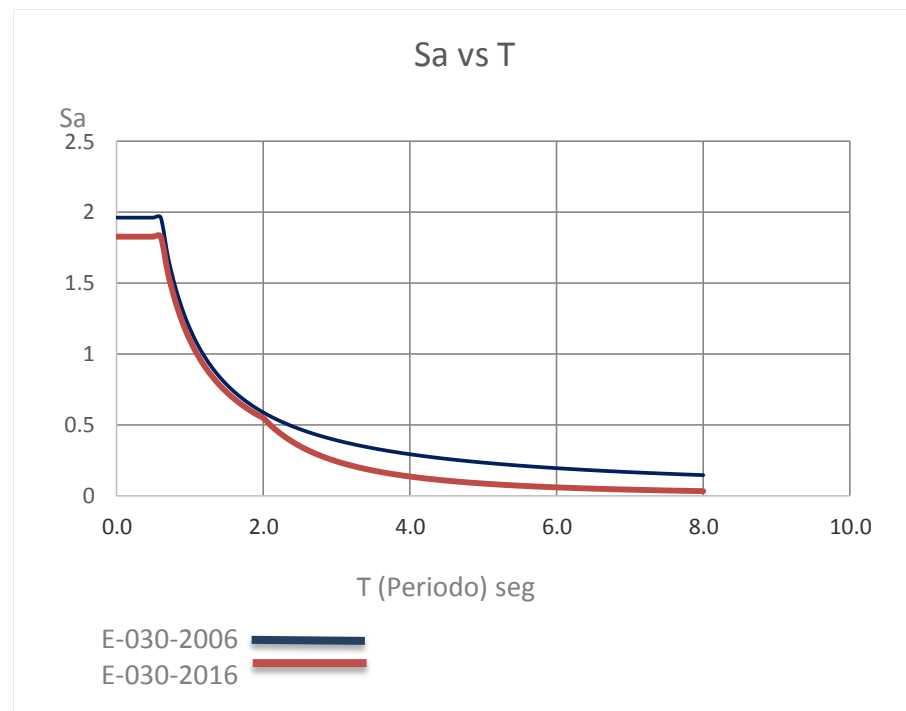


Figura 5.2. Espectros de pseudo aceleraciones de E-030-2006 y e-030-2016 para la dirección Y-Y. Fuente propia

FIGURA N° 5.2 espectros de pseudo aceleraciones de E-030-2006 y e-030-2016 para la dirección XX

Resultando como fuerza cortante en la base los siguientes valores:

Tabla 5.3
Fuerzas cortantes en la base

Fuerza cortante			
E-030-2006		E-030-2016	
V estática xx	156.87 Ton	V estática xx	175.39 Ton
V dinámica xx	102.17 Ton	V dinámica xx	114.43 Ton
V estática yy	156.87 Ton	V estática yy	146.16 Ton
V dinámica yy	123.84 Ton	V dinámica yy	115.61 Ton

Nota: Fuerza cortante en la base para cada dirección obtenida del análisis sísmico.

Como se puede apreciar la fuerza cortante en la base para el sismo XX según lo calculado con la E-060-2016 es mayor a la cortante con la E-030-2006, para el sismo YY la cortante con la E-030-2006 es mayor que la cortante con la E-030-2016, esto es debido al factor de irregularidad que reduce al coeficiente de reducción para la resistencia del edificio. Dado que para el sismo XX tanto para la E-030-2006 Y E-030-2016, el factor es 0.75, pero para el sismo YY el factor de tiende a ser 0.75 para la E-030-2006 y para la E-030-2016 es 0.9.

- Los desplazamientos absolutos de los centros de masa de la edificación con los parámetros sísmicos de la E-030-2006 y E-030-2016 para la el sismo XX y para el sismo YY se muestra en las figuras 5.3 y 5.4

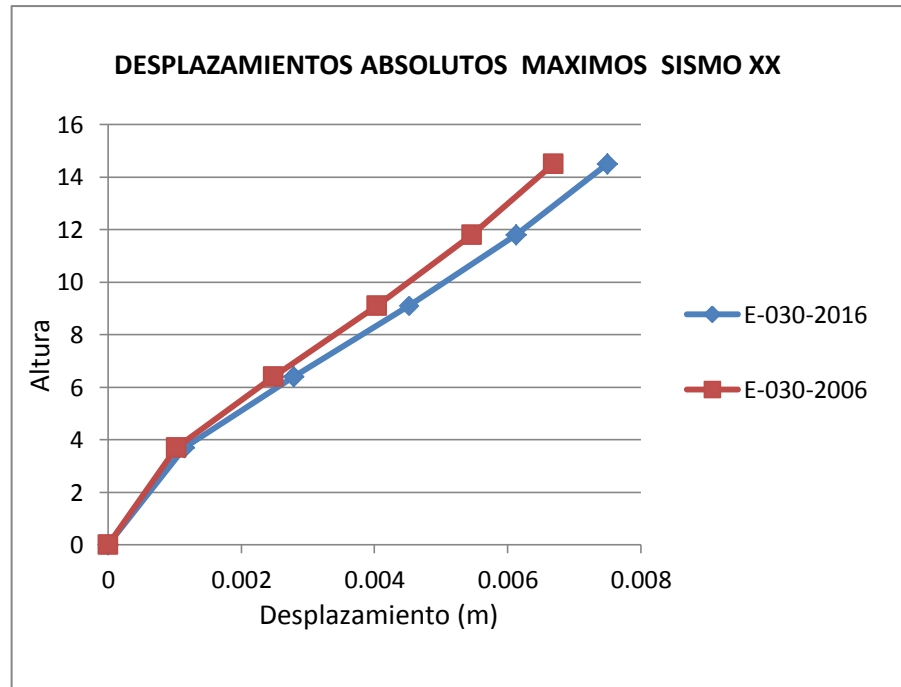


Figura 5.3. Desplazamientos absolutos del centro de masa para XX de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006. Fuente propia

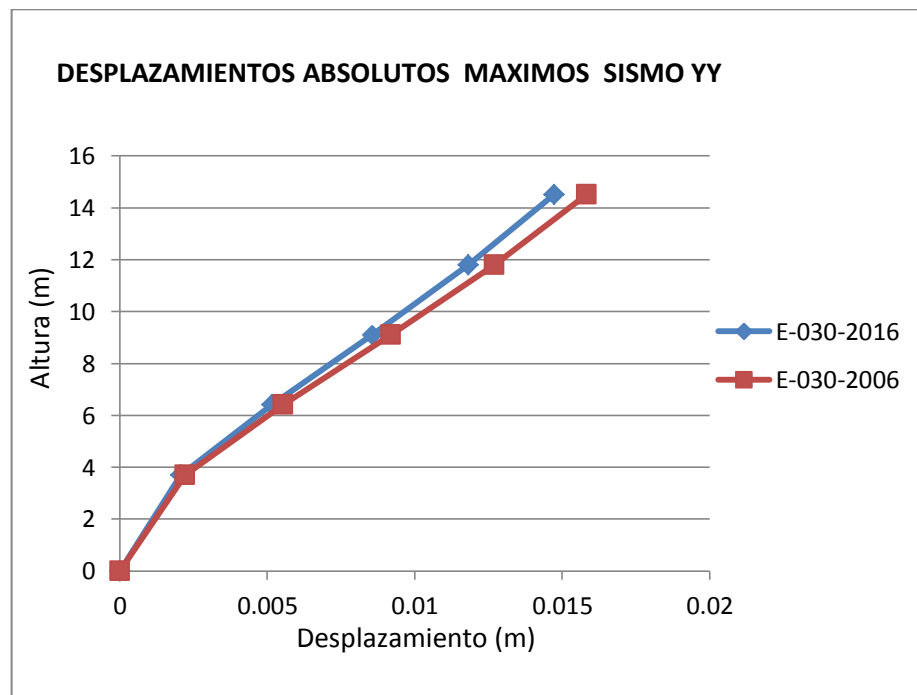


Figura 5.4. Desplazamientos absolutos del centro de masa para YY de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006. Fuente propia

- Debido a la exigencia de la actual norma (E-030-2016) para el diseño de la edificación irregular los desplazamientos relativos serán multiplicados por “R” (coeficiente de reducción), es por ello que para cumplir con el límite de la relación del desplazamiento relativo máximo y la altura de entrepiso que indica la norma de 0.007 para el concreto armado. A la edificación se le configuro como un sistema de muros estructurales y se obtuvieron las derivas tal como se indica la tabla 5.4.

Tabla 5.4
Derivas E-030-2016

Piso	Deriva máxima en X-X	Deriva C.M. X-X	Deriva máxima en Y-Y	Deriva C.M. Y-Y
P5	0.0033	0.0023	0.0060	0.0058
P4	0.0036	0.0027	0.0066	0.0065
P3	0.0036	0.0029	0.0070	0.0068
P2	0.0032	0.0027	0.0065	0.0062
P1	0.0016	0.0014	0.0032	0.0030

Nota: Derivas máximas y derivas en los centros de masa con lo indicado en la E-030-2016. Fuente propia

La misma edificación sometida al pseudo espectro de la norma E-030-2006 dan las siguientes distorsiones tal como se muestra en la tabla 5.5

Tabla 5.5
Derivas E-030-2016

Piso	Deriva máxima en XX	Distorsión C.M. XX	Deriva máxima en YY	Distorsión C.M. YY
P5	0.0022	0.0015	0.0040	0.0039
P4	0.0024	0.0018	0.0044	0.0044
P3	0.0024	0.0019	0.0047	0.0046
P2	0.0022	0.0018	0.0044	0.0041
P1	0.0010	0.0009	0.0022	0.0020

Nota: Derivas máximas y derivas en los centros de masa con lo indicado en la E-030-2016. Fuente propia

Como se puede apreciar las distorsiones de la edificación sometidas al pseudo espectro de la E-030-2006 dan valores menores al calculado con la E-030-2016 tal como se ve en la figura 5.5, 5.6, 5.7, 5.8

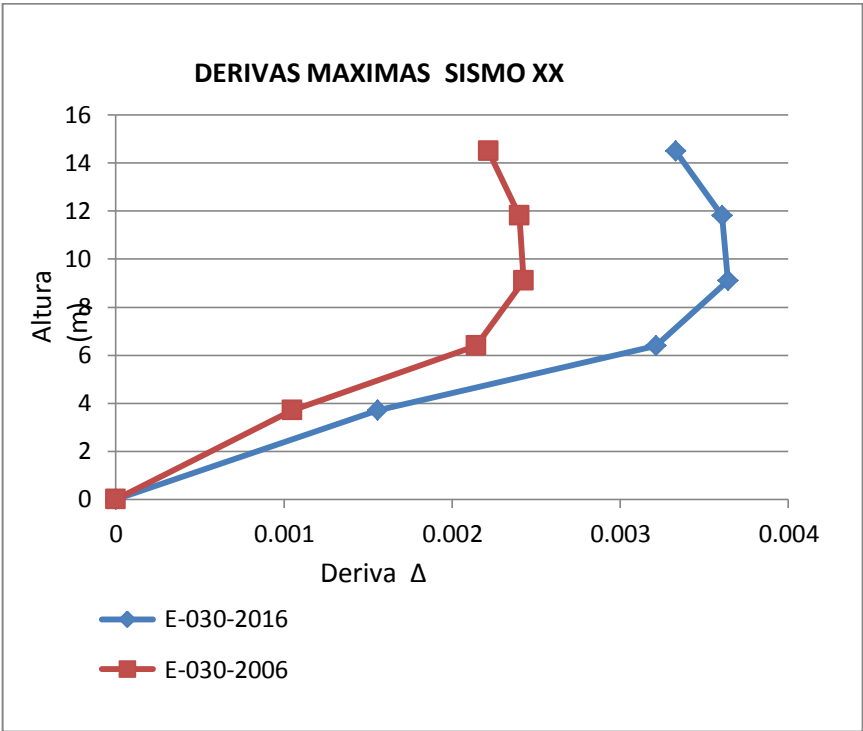


Figura 5.5 Derivas máximas para el sismo XX de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006 fuente propia

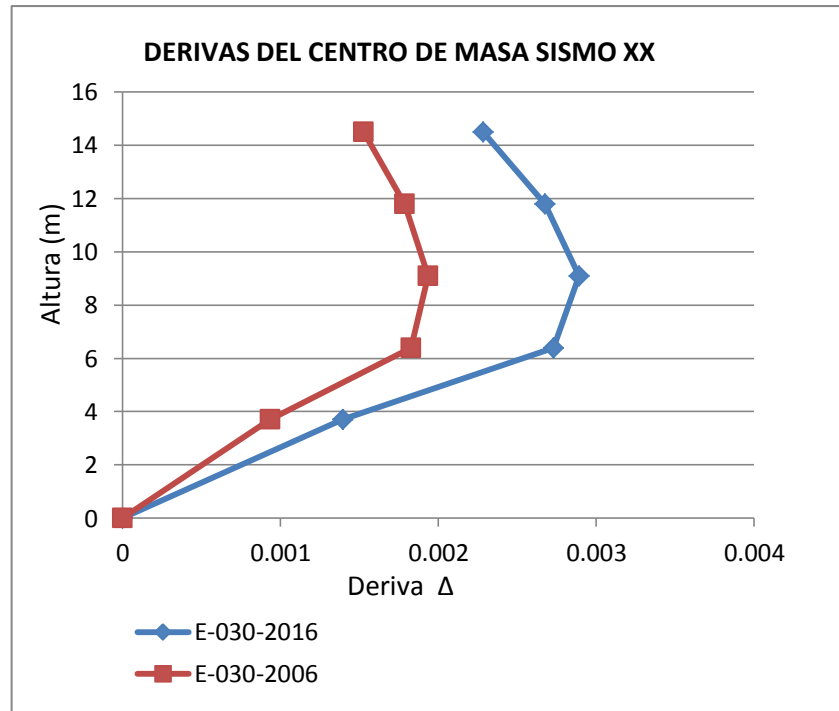


Figura 5.6 Derivas del centro de masa para el sismo XX de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006 fuente propia

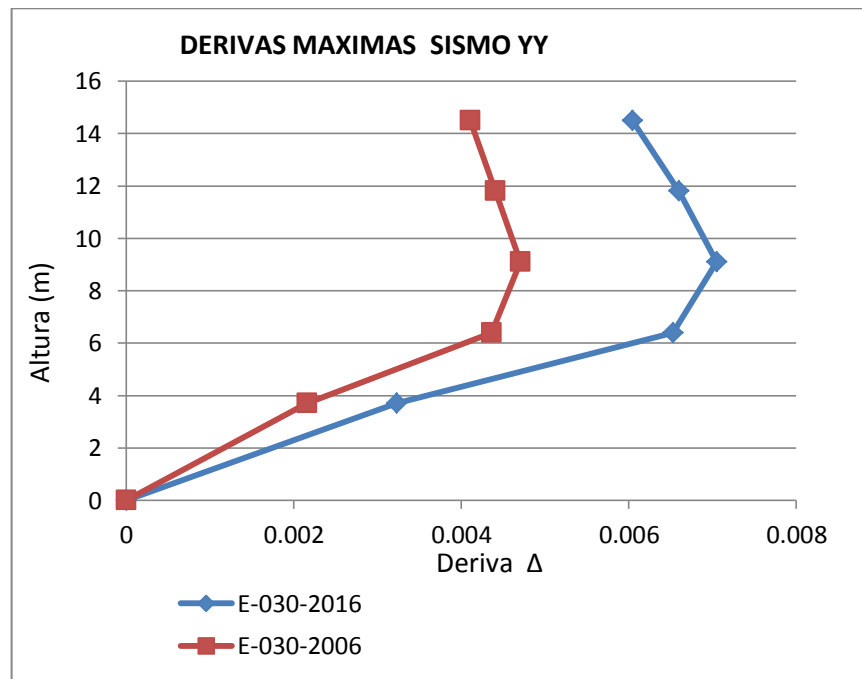


Figura 5.7 Derivas máximas para el sismo XX de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006 fuente propia

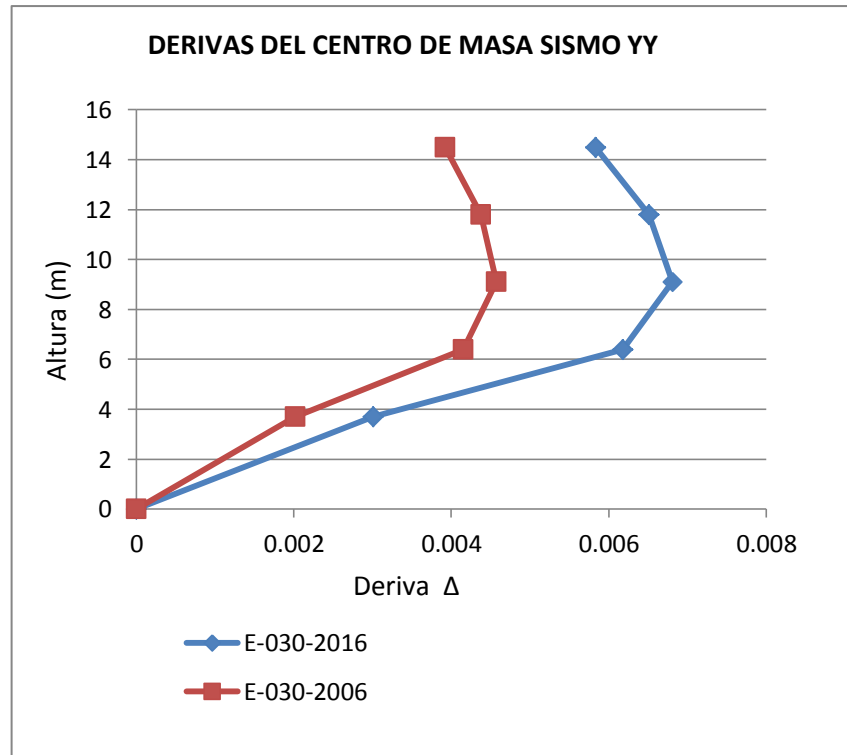


Figura 5.8 Derivas del centro de masa para el sismo YY de la edificación con la E-030-2016 – E-030-2006 fuente propia

Como se puede apreciar las derivas calculadas con lo indicado en la norma E-030-2016 y la E030-2006 tienen una variación de 33% en cada piso al comparar las tablas 5.4 y 5.5.

- Para poder tener un aproximado de en cuanto varia económicamente la edificación, se rediseño la configuración estructural para ser diseñada con la E-030-2006, teniendo así una diferencia de secciones de columnas y placas tal como se ve en la figuras 5.9 y 5.10

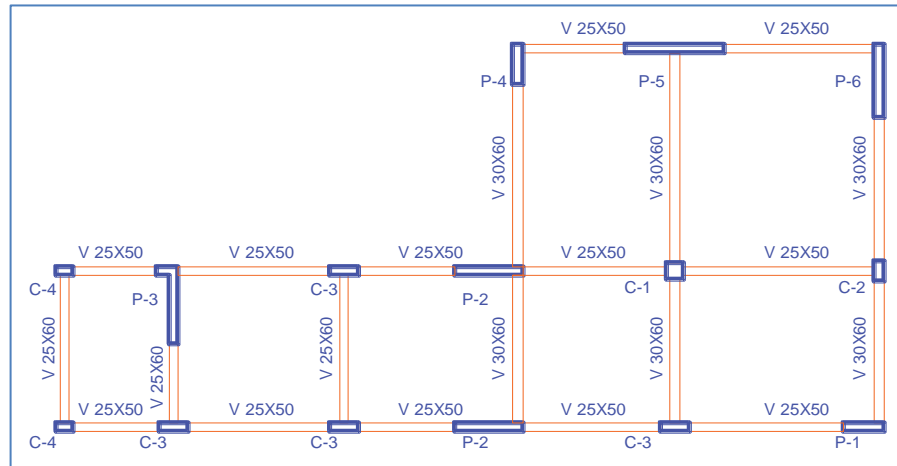


Figura 5.9 Vista en planta de la configuración del sistema de muros estructurales Fuente propia

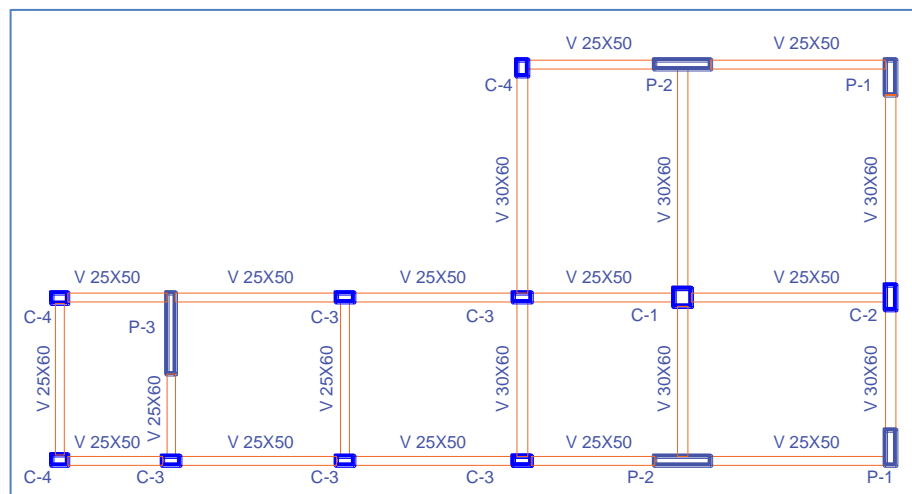


Figura 5.10 Vista en planta de la configuración del sistema estructural Dual Fuente propia

Tal como se ve en las figuras mencionadas se ve claramente la diferencia la cual indica que el diseño de la edificación irregular con la norma E-030-2016 respecto a las secciones y volúmenes de concreto es mayor al diseñado con la norma E-030-2006.

La diferencia de cantidad de concreto en volumen es 22.17m³.

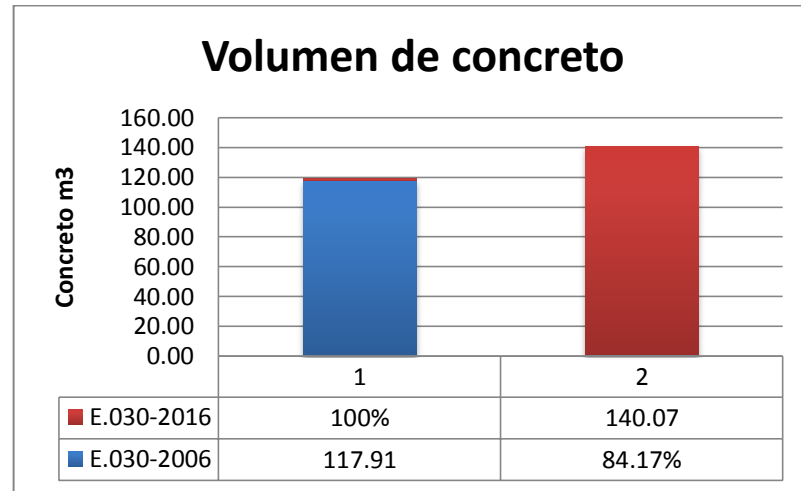


Figura 5.11. Diferencia de la cantidad de concreto en volumen en 15.83%.

Fuente propia

La cantidad de acero en vigas expresado en kilogramos.

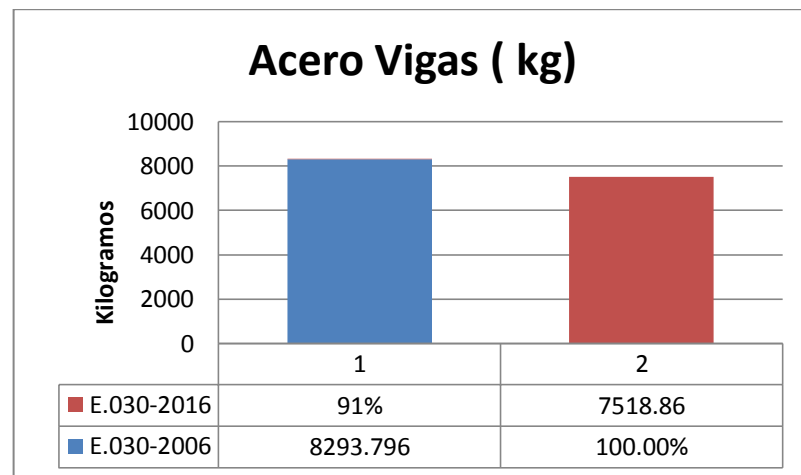


Figura 5.12. Diferencia de la cantidad de acero en vigas es 9.3%. Fuente propia

Tal como se puede apreciar en la figura 5.12 la cantidad de acero de lo diseñado con la E-030-2006 es mayor en 9.3%. Debido que la fuerza cortante en la base para el sismo Y-Y es mayor que la fuerza cortante analizado con la E-030-2016 y por la diferencia de muros de corte en la dirección Y-Y.

La diferencia de cantidad de acero para los muros de corte o placas en kilogramos es 3634.11 Kg.

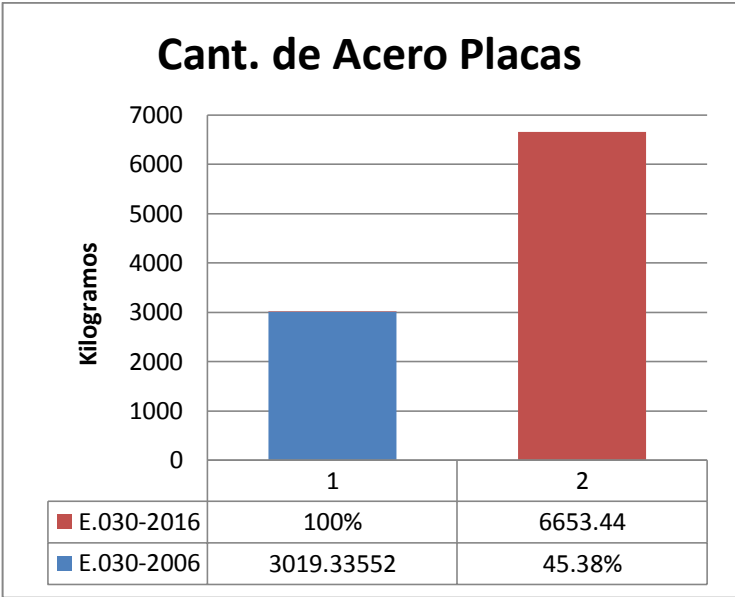


Figura 5.13. Diferencia de la cantidad de acero en placas es 54.6%. Fuente propia.

Del análisis efectuado con la E-030-2016 se puede apreciar que para la dirección X-X. Existen mayor cantidad de muros de corte debido a la fuerza cortante en la base que es mayor al modelo analizado con la E-30-2006 en dicha dirección.

La diferencia de cantidad de acero para las columnas en kilogramos es 417.61 Kg.

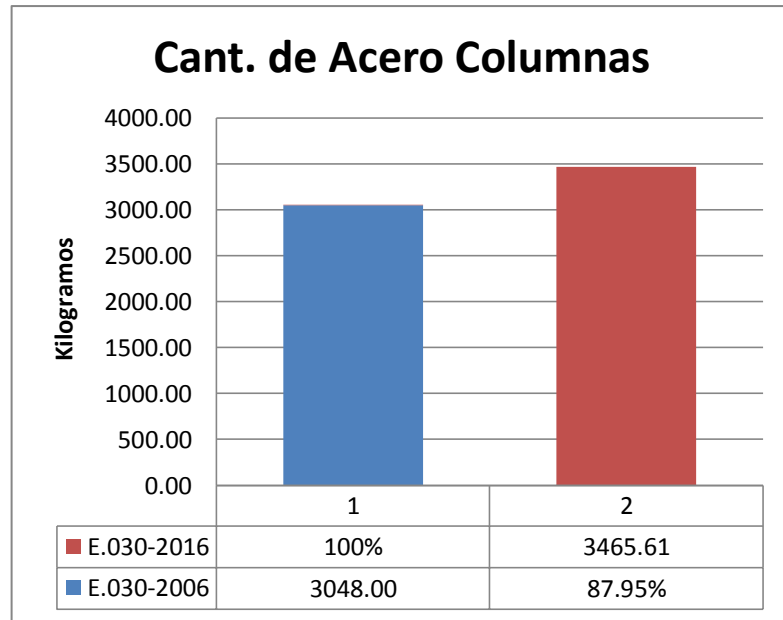


Figura 5.14. Diferencia de la cantidad de acero en columnas es 12.1%.
Fuente propia.

El análisis y cálculo de volúmenes de concreto y kilogramos de acero se realizó solo para columnas, vigas y muros de corte, por ser elementos estructurales que se diseñan y actúan frente al sismo. No se consideró la diferencia de volúmenes de concreto y cantidades de acero para las escaleras y losas por ser elementos estructuras donde la cargas que mandan para su diseño son las cargas por gravedad (1.7CV+14CM) y al tener la misma forma geométrica en planta para losa y escalera el volumen de concreto y cantidad de acero será el mismo para ambas normas. En el anexo R se puede apreciar en el plano de encofrados que la distribución de acero es el mismo.

La diferencia de costos para ambos diseños es de S/. 21,364.42. en los anexos K y L se puede apreciar el presupuesto de la edificación diseñada con la E.030-2006 y la E.030-2016.

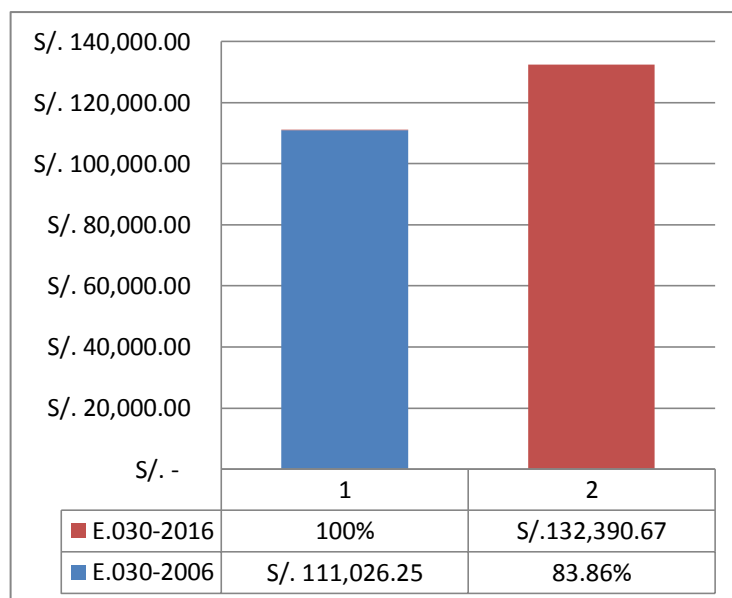


Figura 5.15. Diferencia de costos. Fuente propia.

Como se ve en la figura 5.15 el diseño de las edificación con irregularidad en planta con la E-030-2016 es 16.1% más costoso que con la E-030-2006.

- Conforme a los resultados obtenidos se observa que la influencia de la norma actualizada E-030-2016 (norma sismo-resistente) para el diseño de la edificación con irregularidad en planta, tiende a ser muy exigente con respecto al coeficiente de reducción "R" ya que una edificación irregular se comporta distinto a una edificación regular, al asignarle factores de I_p (irregularidad en planta) condicionados a las exigencias que indica la norma como 0.75 para la irregularidad torsional y 0.9 para esquinas entrantes. Es importante verificar la irregularidad torsional de la edificación que al ser irregular en planta con esquinas entrantes, hace que la edificación se esfuerce más respecto al movimiento sísmico provocando deformación torsional. Tal como indica la tabla 5.14 , en la dirección XX a partir del tercer piso la edificación presenta torsión debido a

que el máximo desplazamiento relativo (deriva máxima en XX) es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso (distorsión del centro de masas), pero el último piso es menor a 1.5 veces el desplazamiento ya mencionado, indicando que no está dentro de la irregularidad extrema :

Tabla 5.6
Relación de derivas en X-X

Piso	Deriva máxima en X-X	Deriva centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0033	0.0023	1.46
P4	0.0036	0.0027	1.35
P3	0.0036	0.0029	1.26
P2	0.0032	0.0027	1.18
P1	0.0016	0.0014	1.11

Nota: Relación de derivas en sismo X-X E-030-2016 Fuente propia

Pero para la dirección YY no existiría irregularidad torsional según la norma E-030-2016 ya que el desplazamiento relativo (deriva máxima en XX) no es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso (distorsión del centro de masas). Es por ello que no se aumentó la resistencia de la edificación en la dirección YY.

Tabla 5.7
Relación de distorsión en Y-Y

Piso	Deriva máxima en YY	Distorsión centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0060	0.0058	1.04
P4	0.0066	0.0065	1.01
P3	0.0070	0.0068	1.03
P2	0.0065	0.0062	1.06
P1	0.0032	0.0030	1.07

Nota: Relación de derivas en sismo Y-Y E-030-2016. Fuente propia

Conforme a lo verificado, para el coeficiente de reducción “R” en la dirección XX, se le asigna un factor de 0.75 y en la dirección YY un factor de 0.9.

Analizando con la norma E-030-2006 el factor de irregularidad se limita a 0.75 para ser asignado en el coeficiente de reducción “R” para cualquier tipo de irregularidad, haciendo hincapié que existe irregularidad torsional si desplazamiento relativo (deriva máxima en XX) es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso (distorsión del centro de masas)

Para la dirección XX existe irregularidad torsional

Tabla 5.8
Relación de deriva en X-X

Piso	Deriva máxima en XX	Deriva decentro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0022	0.0015	1.46
P4	0.0024	0.0018	1.35
P3	0.0024	0.0019	1.26
P2	0.0022	0.0018	1.18
P1	0.0010	0.0009	1.11

Nota: Relación de derivas en sismo X-X E-030-2006. Fuente propia

Para la dirección Y-Y no existe irregularidad torsional

Tabla 5.9
Relación de deriva en Y-Y

Piso	Deriva máxima en YY	Deriva de centro de masa	Dmax/Dcm
P5	0.0040	0.0039	1.04
P4	0.0044	0.0044	1.01
P3	0.0047	0.0046	1.03
P2	0.0044	0.0041	1.06
P1	0.0022	0.0020	1.07

Nota: Relación de derivass en sismo Y-Y E-030-2006. Fuente propia

Indicando así que hay irregularidad torsional en la misma dirección XX que en el analizado con la norma E-030-2016 obteniéndose las mismas relaciones de desplazamiento debido a que es la misma configuración estructural.

Como se ve en la relación la norma actualizada E-030-2016 da mayor énfasis a la torsión de la edificación asignando un límite de torsión a comparación de la E-030-2006.

- Al analizar las cuantías de acero para la misma edificación con la misma configuración estructural de muros estructurales dan las mismas cuantías de acero para las vigas, y para las columnas todas las columnas y placas trabajan con la cuantía mínima de 1%
- En el análisis tiempo historia efectuado en el numeral 4.3.3 para el análisis dinámico con $R=1$ (análisis que se realizó para que la estructura entre en el rango inelástico ante un sismo severo) con los parámetros de la norma E-030-2016 se obtuvieron derivas iguales a las determinadas con el análisis dinámico en el numeral 4.3.2 (que se efectuó con $R_{xx}= 4.5$ $R_{yy}=5.4$) tal como se ve en la tabla 5.18

Tabla 5.10
Derivas $R=1$

Piso	Deriva máxima en XX	Deriva C.M. XX	Deriva máxima en YY	Deriva C.M. YY
P5	0.0033	0.0023	0.0060	0.0058
P4	0.0036	0.0027	0.0066	0.0065
P3	0.0036	0.0029	0.0070	0.0068
P2	0.0032	0.0027	0.0065	0.0062
P1	0.0016	0.0014	0.0032	0.0030

Nota: derivas máximas y de centros de masa del análisis dinámico con $R=1$.

Resultando que la norma E-030-2016 es muy exigente respecto a edificaciones irregulares condicionando con el factor “R” para determinar los desplazamientos laterales para cumplir con las derivas máximas para el concreto armado de 0.007. Determinando así que la edificación irregular tenga que incursionar en el rango inelástico. Escalando los sismos de diseño se obtuvieron los siguientes cuadros comparativos para las derivas de cada sismo.

Tabla 5.11

Cuadro comparativo de derivas para los sismos en X-X

Pi so	A.D	LIMA 1974		SUR DEL PERU 2001		PISCO ICA 2007	
	XX	EO	NS	EO	NS	EO	NS
P5	0.0023	0.0025	0.0027	0.0015	0.0024	0.0017	0.0027
P4	0.0027	0.0029	0.0032	0.0017	0.0028	0.0020	0.0032
P3	0.0029	0.0032	0.0034	0.0018	0.0031	0.0022	0.0035
P2	0.0027	0.0030	0.0032	0.0017	0.0030	0.0021	0.0033
P1	0.0014	0.0016	0.0016	0.0009	0.0015	0.0011	0.0017

Nota: Cuadro comparativo de derivas para los sismos en XX. Fuente propia

Tabla 5.12

Cuadro comparativo de derivas para los sismos en Y-Y

Pi so	A.D.	LIMA 1974		SUR DEL PERU 2001		PISCO ICA 2007	
	YY	NS	EO	NS	EO	NS	EO
P5	0.0058	0.0041	0.0054	0.0037	0.0038	0.0061	0.0063
P4	0.0065	0.0047	0.0059	0.0041	0.0041	0.0069	0.0070
P3	0.0068	0.0051	0.0061	0.0042	0.0042	0.0073	0.0074
P2	0.0062	0.0048	0.0054	0.0038	0.0038	0.0067	0.0068
P1	0.003	0.0024	0.0026	0.0018	0.0018	0.0033	0.0034

Nota: Cuadro comparativo de derivas para los sismos en YY. Fuente propia

Los sismos que más se aproximan son LIMA 1974 y PISCO E ICA 2007

CONCLUSIONES

1. Se concluye que el diseño estructural de una edificación aplicando la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo, influye significativamente en la resistencia de la edificación, debido a la diferencia de los parámetros sísmicos para las aceleraciones pseudo espectrales que determinan cuan resistente tiene que ser la edificación a partir del coeficiente de reducción respecto a la irregularidad en planta para obtener las distorsiones relativas inelásticas.
2. En el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo no resulta más económico para la E-030-2016, siendo 16.1% más costoso que la E-030-2006, debido a la irregularidad por torsión y a las distorsiones de entrepiso
3. Las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo varían en -9.3% para vigas, 54.6% para placas y 12.1% para columnas.
4. Los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en el distrito de Huancayo varían en 33% por cada piso, debido a que el factor para determinar las derivas de entrepiso para la E-030-2016 resulta ser el valor R y para la norma E-030-2006 viene a ser $0.75R$.

5. Para el diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo, resulta que la norma actual E-030-2016 es más exigente que la norma E-030-2006 debido al factores de reducción y desplazamiento lateral respecto a la regularidad estructural que hace que incurcione en el rango inelástico.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda analizar cualquier edificación de interés que haya sido diseñado con la norma E-030-2006. aplicando la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo, para verificar las diferencias de resistencia y ductilidad.
2. Se recomienda que para el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo, evitar la configuración estructural irregular ya que la condición de desplazamiento lateral hace que sea más caro con la norma E-030-2016
3. Se recomienda configurar la edificación en planta en formas regulares para que las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo sean menores.
4. Se recomienda reestructurar la edificación en bloques regulares para que a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa respecto a la comparación de las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en el distrito de Huancayo disminuyan, debido a que el factor para determinar las derivas de entrepiso de estructuras regulares para la E-030-2016 para estructuras regulares resulta ser el valor $0.75 \cdot R$.
5. Si se quiere diseñar estructuras irregulares se recomienda que se analicen adecuadamente debido a la exigencia de la

norma E-030-2016 respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo. Ya que con las derivas inelásticas, la edificación trabaja bien en el rango inelástico.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. SENCICO (2003). Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción, Lima.
2. SENCICO (2016). Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción, Lima.
3. Alva, J. y Castillo, J. (1994). Peligro Sísmico en el Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
4. Bernal Torres C. (2010) Metodología de la Investigación. -3ra ed. Colombia: Pearson Education; 2010
5. Harmsen Teodoro. Diseño de estructuras de Concreto Armado-4ta ed. Peru: PUCP; 2005
6. Marroquin Peña R. (2011) Teoría y Praxis de la Investigación Científica. 1ra ed. Peru: San Marcos.
7. Ottazzi Pasino G. (2011) Diseño en Concreto Armado. Ed. Asociación Capitulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Miraflores Lima-Perú., 2da. Edición-Nov. 2011.
8. Gómez Chávez S. (2007) Análisis Sísmico Moderno – 1ra ed Mexico Editorial Trillas, S.A. de C.V. (2007).
9. Bozzo Rotondo L – Barbat Barbat (2002) Diseño Sismorresistente de Estructuras – 1ra ed Mayo (2002) Fondo Editorial ICG .
10. Varios Autores. (2014) Diseño Estructural Sismorresistente – 4ta ed Mayo (2014) Fondo Editorial ICG.
11. Castro Leon E. (2016) Teoria y Practica de la Investigacion Cientifica – 1ra ed Mayo (2016) Hyo – Peru.
12. Villareal Castro G – La Rosa Sanchez M (2016) Edificaciones Con Disipadores Viscosos – 1ra ed Editora & Imprenta Grafica Norte Trijillo - peru
13. Pique del Pozo J – Scaletti Farina H (1991) Analisis Sismicos de

Edificios – 1ra ed Octubre (1991) Editorial Colegio de Ingenieros del Peru

14. Wakabayashi Minoru – Martinez Romero E (1988) Diseño de Estructuras sismorresistentes – 1ra ed 1988 impreso en Mexico por McGRAW – HILL/INTERAMERICANA DE MEXICO, S.S. DE C.V.
15. Angel San Bartolome, Daniel Quiun y Wilson Silva (2011) diseño y Construccion de Estructuras Sismorresistentes de Albañileria Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Catolica del Peru
16. Morales Morales R. (2006) Diseño en Concreto Armado 3era ed Mayo (2006) fondo Editorial ICG
17. Goytia y Villanueva (2001) Ingenieria Antisismica

ANEXOS

ANEXOS A
Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEORICO	HIPOTESIS	VARIABLES Y DIMENSIONES	METODOLOGIA
<p>Problema general: ¿Cómo influye la aplicación de la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo?</p>	<p>Objetivo general: Conocer cómo influye la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo.</p>	<p>Nacionales: -En el año 2016, Ángel Andrés Recuay Baquerizo sustentó la tesis DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO "FEDERACION MEDICA" DISEÑADO CON LA NORMA E.030 (2006) COMPARADO CON EL PROYECTO DE NORMA E.030 (2014) EN HUANCAYO -En el año 2015, Jessica Stephany Ramirez Villalva - Jorge Sanchez Obregon sustentaron la tesis COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES MEDIANAS IRREGUARES DE SISTEMA DUAL , APLICANDO LA NORMA E.030 2006 Y EL PROYECTO DE NORMA 2014 EN LIMA METROPOLITANA -En el año 2014. Alberto Andre Vergara Luna Victoria – Mario Cesar Zevallos Esquivel sustentaron la tesis ANALISIS SISMICO POR DESEMPEÑO ESTATICO NO LINEAL DE UN EDIFIO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD -En el año 2004. Luis Eduardo Andrade Insua sustentó la tesis CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE Internacionales: -En el año 2015 en España, José Froylán Málaga Cardoza sustentó la tesis ESTUDIO COMPARATIVO DE DISTINTAS NORMAS INTERNACIONALES RESPECTO DE LA APLICACIÓN DE LOS ESPETROS SISMISCOS DE RESPUESTA -En el año 2013 en Venezuela, Keyberling Lopez Guebara – Astrid Sofia Matheus Damiani sustentaron la tesis EVALUACION DEL IMPACTO EN LA SELECCIÓN DE NORMAS SISMICAS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN INSTALACIONES INDUSTRIALES</p> <p>Marco Teórico Referencial: -CONSIDERACIONES GENERALES -PELIGRO SISMICO -CATEGORIA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES -ANALISIS SISMICO</p>	<p>Hipótesis general: La aplicación de la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo. Influye significativamente</p> <p>Hipótesis específica: - En el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo resulta más económico para la E-030-2016.</p> <p>Las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo son diferentes.</p> <p>Los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en el distrito de Huancayo son significativos.</p> <p>La exigencia del diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo es significativa.</p>	<p>Variable independiente: Las normas E-030 2006-2016 es un documento legal que define la zonificación, coeficiente de amplificación sísmica, perfiles de suelo, coeficiente de reducción sísmica</p> <p>Variable dependiente: Diseño estructural de un edificio</p>	<p>Tipo de investigación: Aplicada</p> <p>Dónde: M: Muestra con quien(es) vamos a realizar el estudio O: información (observadores) relevante o de interés que recogemos de la muestra</p> <p>Población y muestra: Población: Diseño estructural de una edificio en el distrito de Huancayo Muestra: El tipo de muestra es no aleatoria o dirigida que para efectos de la presente investigación se trata del edificio cuyo propietario esta ubicado en el Jr. Junín 1464 del distrito de Huancayo, el mismo que se eligió por conveniencia al presente estudio Técnicas de recolección de datos: Para recoger la información necesaria para la investigación se usara la técnica de observación con el uso de los planos, normas de diseño sismo-resistente, textos, libros, tesis nacionales e internacionales, artículos de internet, tesis. la cual nos permitirá obtener datos directamente de los modelados estructurales que se realizaran con el uso del software en el diseño sísmico de las edificaciones Instrumentos de recolección de datos: -ETABS -EXCEL</p>
<p>Problemas específicos: ¿Cuán económico resulta el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo? ¿Cuál es la diferencia de la cuantía de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo? ¿Qué resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio se da respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo? ¿Cuán exigente resulta el diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo?</p>	<p>Objetivos específicos: - Conocer cuan económico resulta el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo. Conocer cuál es la diferencia de las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo. Comparar los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en el distrito de Huancayo. Conocer cuan exigente resulta el diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo.</p>	<p>Internacionales: -En el año 2015 en España, José Froylán Málaga Cardoza sustentó la tesis ESTUDIO COMPARATIVO DE DISTINTAS NORMAS INTERNACIONALES RESPECTO DE LA APLICACIÓN DE LOS ESPETROS SISMISCOS DE RESPUESTA -En el año 2013 en Venezuela, Keyberling Lopez Guebara – Astrid Sofia Matheus Damiani sustentaron la tesis EVALUACION DEL IMPACTO EN LA SELECCIÓN DE NORMAS SISMICAS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN INSTALACIONES INDUSTRIALES</p> <p>Marco Teórico Referencial: -CONSIDERACIONES GENERALES -PELIGRO SISMICO -CATEGORIA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES -ANALISIS SISMICO</p>	<p>Hipótesis general: La aplicación de la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo. Influye significativamente</p> <p>Hipótesis específica: - En el diseño estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo resulta más económico para la E-030-2016.</p> <p>Las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo son diferentes.</p> <p>Los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en el distrito de Huancayo son significativos.</p> <p>La exigencia del diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito de Huancayo es significativa.</p>	<p>Variable independiente: Las normas E-030 2006-2016 es un documento legal que define la zonificación, coeficiente de amplificación sísmica, perfiles de suelo, coeficiente de reducción sísmica</p> <p>Variable dependiente: Diseño estructural de un edificio</p>	<p>Tipo de investigación: Aplicada</p> <p>Dónde: M: Muestra con quien(es) vamos a realizar el estudio O: información (observadores) relevante o de interés que recogemos de la muestra</p> <p>Población y muestra: Población: Diseño estructural de una edificio en el distrito de Huancayo Muestra: El tipo de muestra es no aleatoria o dirigida que para efectos de la presente investigación se trata del edificio cuyo propietario esta ubicado en el Jr. Junín 1464 del distrito de Huancayo, el mismo que se eligió por conveniencia al presente estudio Técnicas de recolección de datos: Para recoger la información necesaria para la investigación se usara la técnica de observación con el uso de los planos, normas de diseño sismo-resistente, textos, libros, tesis nacionales e internacionales, artículos de internet, tesis. la cual nos permitirá obtener datos directamente de los modelados estructurales que se realizaran con el uso del software en el diseño sísmico de las edificaciones Instrumentos de recolección de datos: -ETABS -EXCEL</p>

ANEXO B
Ficha de Observación



COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO

Bach. Franc Geovani Retamozo Claros

FICHA DE OBSERVACION

	E-030-2006	E-030-2016
1. ZONIFICACION SISMICA		
1.1. Zona	2	3
1.2. Factor de Zona	0.3	0.35
2. PARAMETROS DE SITIO		
2.1. Perfil tipo	S2	S2
2.2. Tp	1.2	0.6
2.3. s	1.2	1.15
2.4. TI		2
3. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA "C"		
3.1. C	2.5	2.5
3.2. Periodo "T"		
3.3. T XX	0.327	0.327
3.4. T YY	0.477	0.477
4. CATEGORIA DE LA EDIFICACION		
4.1. Factor de uso		
5. COEFICIENTE DE REDUCCION		
5.1. Ro XX	6	6
5.2. Ia XX	0.75	1
5.3. Ip XX		0.75
5.4. R XX	4.5	4.5
5.5. Ro YY	6	6
5.6. Ia YY	0.75	1
5.7. Ip YY		0.9
5.8. R YY	4.5	5.4
6. FUERZA CORTANTE EN LA BASE		
6.1. Para el análisis estático		
6.1.1. V XX	156.87	175.39



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



6.1.2. V YY	156.87	146.16
6.1.3. 0.9 V XX	141.18	157.85
6.1.4. 0.9 V YY	141.18	131.54
6.2. Para el análisis dinámico		
6.2.1. V XX	102.17	114.43
6.2.2. V YY	123.84	115.61
6.3. Factor de escala		
6.3.1. Fe XX	1.38	1.38
6.3.2. Fe YY		1.14
7. DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES		
7.1.1. FACTOR DE MULTIPLICACION		
7.1.2. XX	$0.75 \cdot R = 3.375$	$R = 4.5$
7.1.3. YY	$0.75 \cdot R = 3.375$	$R = 5.4$
7.1.4. DERIVAS DE ENTREPISO C.M.		
7.1.5. Para XX		
P5	0.0015	0.0023
P4	0.0018	0.0027
P3	0.0019	0.0029
P2	0.0018	0.0027
P1	0.0009	0.0014
7.1.6. Para YY		
P5	0.0039	0.0058
P4	0.0044	0.0065
P3	0.0046	0.0068
P2	0.0041	0.0062
P1	0.0020	0.0030
7.1.7. DERIVAS DE ENTREPISO MAX		
7.1.8. Para XX		
P5	0.0022	0.0033
P4	0.0024	0.0036
P3	0.0024	0.0036
P2	0.0022	0.0032
P1	0.0010	0.0016
7.1.9. Para YY		
P5	0.0040	0.0060
P4	0.0044	0.0066
P3	0.0047	0.0070
P2	0.0044	0.0065
P1	0.0022	0.0032

ANEXO C

**Ejemplo de cálculo de viga eje 5-5 para el modelado E-030-
2006**

f'c=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm3
Ø=	0.9	
B1 =	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

VIGA EJE 5 – 5 TRAMO 1

2 5/8"	ØMn =	7.93	7.93	y
	L=	0	4.54	x

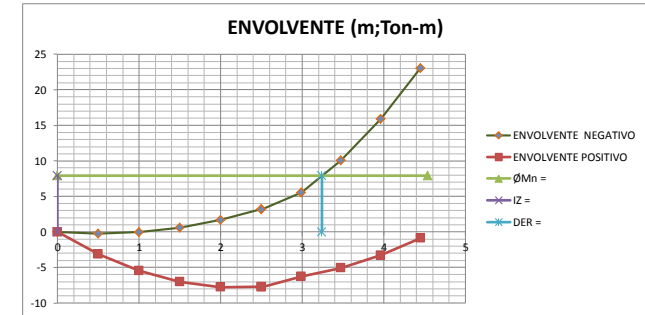
IZ =	0	0	x
DER =	3.24	3.24	x
	0	7.93	y

Para el calculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

APOYO A		0	
CM	0	Ton	
CV	0	Ton	
SX (RX)	0	Ton	
SY (RY)	0	Ton	
1.4CM+1.7CV	=	0	Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0	Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0	Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0	Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0	Ton
0.9CM+SX	=	0	Ton
0.9CM+SY	=	0	Ton
0.9CM-SX	=	0	Ton
0.9CM-SY	=	0	Ton
AS calculado	0.00	cm2	
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades	
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2	D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades	
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2	

TRAMO AB		0	
CM	0	Ton	
CV	0	Ton	
SX (RX)	0	Ton	
SY (RY)	0	Ton	
1.4CM+1.7CV	=	0	Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0	Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0	Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0	Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0	Ton
0.9CM+SX	=	0	Ton
0.9CM+SY	=	0	Ton
0.9CM-SX	=	0	Ton
0.9CM-SY	=	0	Ton
AS calculado	0	cm2	
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades	
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2	D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades	
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2	

APOYO B		-23.0273	
CM	-8.7005	Ton	
CV	-2.7695	Ton	
SX (RX)	-1.5868	Ton	
SY (RY)	-8.6898	Ton	
1.4CM+1.7CV	=	-16.8885	Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-15.9243	Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-23.0273	Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-12.7507	Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-5.6477	Ton
0.9CM+SX	=	-9.41725	Ton
0.9CM+SY	=	-16.52025	Ton
0.9CM-SX	=	-6.24365	Ton
0.9CM-SY	=	0.85935	Ton
AS calculado	12.40	cm2	
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades	
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2	D=1.91cm
Cantidad (calculo)	3	unidades	
AS cantidad	=12.5cm2	=12.5cm2	



12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

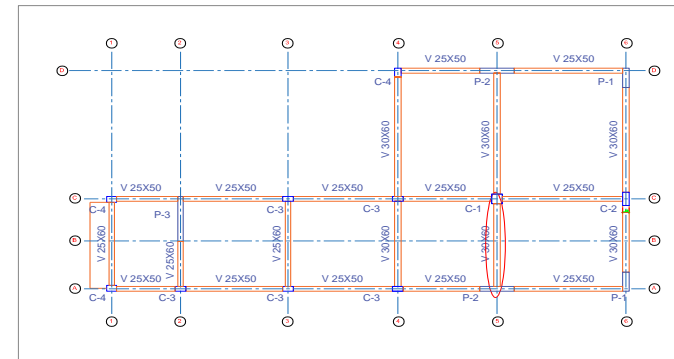
AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	3.13	cm2

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

		0	
CM	0	Ton	
CV	0	Ton	
SX (RX)	0	Ton	
SY (RY)	0	Ton	
1.4CM+1.7CV	=	0	Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0	Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0	Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0	Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0	Ton
0.9CM+SX	=	0	Ton
0.9CM+SY	=	0	Ton
0.9CM-SX	=	0	Ton
0.9CM-SY	=	0	Ton
AS calculado	0.0	cm2	
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades	
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2	D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades	
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2	

		7.743875	
CM	1.8989	Ton	
CV	0.3918	Ton	
SX (RX)	0.8907	Ton	
SY (RY)	4.8805	Ton	
1.4CM+1.7CV	=	3.32452	Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	3.754075	Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	7.743875	Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	1.972675	Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-2.017125	Ton
0.9CM+SX	=	2.59971	Ton
0.9CM+SY	=	6.58951	Ton
0.9CM-SX	=	0.81831	Ton
0.9CM-SY	=	-3.17149	Ton
AS calculado	3.90	cm2	
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades	
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2	D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades	
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2	

		8.6898	
CM	-8.7005	Ton	
CV	-2.7695	Ton	
SX (RX)	1.5868	Ton	
SY (RY)	8.6898	Ton	
1.4CM+1.7CV	=	-16.8885	Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-12.7507	Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-5.6477	Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-15.9243	Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-23.0273	Ton
0.9CM+SX	=	-6.24365	Ton
0.9CM+SY	=	0.85935	Ton
0.9CM-SX	=	-9.41725	Ton
0.9CM-SY	=	-16.52025	Ton
AS calculado	4.40	cm2	
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades	
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2	D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades	
AS cantidad	=4.0cm2	=4.4cm2	



AS NUDO/3	1.33	cm2
-----------	------	-----

AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	1.00	cm2

AS NUDO/3	4.17	cm2
-----------	------	-----

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

12db=	19.06	cm
d=	54	cm

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

MOMENTO NEGATIVO 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.00Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.00$$

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0000 < 0.016$ *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

$$A_{sdis} = 0.00 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} < A_{sdis}$$

-Verificando acero mínimo $3.91 \text{ cm}^2 < 0.00 \text{ cm}^2$ Usar A_{smin}

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

$$A_{smin} = 3.91 \text{ cm}^2$$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		2
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm		0
				2

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 2.0 \Rightarrow 2$$

$A_{sproporcionado} = 4.00 \text{ cm}^2$

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi \text{estribo} + \#veces\phi \text{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92 \text{ cm}$$

$16.92 \text{ cm} \geq 2.50 \text{ cm}$ Cumple

MOMENTO NEGATIVO 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.00Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.00$$

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0000 < 0.016$ *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

$$A_{sdis} = 0.00 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} < A_{sdis}$$

-Verificando acero mínimo $3.91 \text{ cm}^2 < 0.00 \text{ cm}^2$ Usar A_{smin}

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

$$A_{smin} = 3.91 \text{ cm}^2$$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		2
0	=0.00cm ²	D=0.00cm		0
				2

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 2.0 \Rightarrow 2$$

$A_{sproporcionado} = 4.00 \text{ cm}^2$

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi \text{estribo} + \#veces\phi \text{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92 \text{ cm}$$

$16.92 \text{ cm} \geq 2.50 \text{ cm}$ Cumple

MOMENTO NEGATIVO 23.0273 2302730

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 23.0Ton-m → 2302730 kg-cm
 $b = 30 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.15$$

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0077$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0077 < 0.016$ *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

$$A_{sdis} = 12.40 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} < A_{sdis}$$

-Verificando acero mínimo $3.91 \text{ cm}^2 < 12.40 \text{ cm}^2$ Usar A_{sdis}

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

$$A_{smin} = 3.91 \text{ cm}^2$$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		2
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm		3
				5

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 6.2 \Rightarrow 7$$

$A_{sproporcionado} = 12.52 \text{ cm}^2$

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi \text{estribo} + \#veces\phi \text{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 2.80 \text{ cm}$$

$2.80 \text{ cm} \geq 2.50 \text{ cm}$ Cumple

MOMENTO POSITIVO 0

f'c= 210 kg/cm2
 Fy= 4200 kg/cm3
 Ø= 0.9
 B1 = 0.85

MU= 0.00Ton-m → 0 kg-cm
 b= 30cm
 h= 60cm
 d= 54cm → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

ω = 0.00

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

0.75ρ_b = 0.016

ρ_{diseño} < ρ_{maximo}
 0.0000 < 0.016 *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

A_{sdis} = 0.00cm² A_{smin} < A_{sdis}

-Verificando acero mínimo 3.91cm² < 0.00cm² Usar As min

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

A_{smin} = 3.91cm²

usando barras de	5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm	Cant
	0	=0.00cm ²	D=0.00cm	2

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

A_s proporcionado 4.00cm²

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5cm$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

S_{max} = 16.92cm

16.92cm ≥ 2.50cm **Cumple**

MOMENTO POSITIVO 7.743875 774387.5

f'c= 210 kg/cm2
 Fy= 4200 kg/cm3
 Ø= 0.9
 B1 = 0.85

MU= 7.74Ton-m → 774387.5 kg-cm
 b= 30cm
 h= 60cm
 d= 54cm → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

ω = 0.05

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0024$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

0.75ρ_b = 0.016

ρ_{diseño} < ρ_{maximo}
 0.0024 < 0.016 *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

A_{sdis} = 3.90cm² A_{smin} < A_{sdis}

-Verificando acero mínimo 3.91cm² < 3.90cm² Usar As min

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

A_{smin} = 3.91cm²

usando barras de	5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm	Cant
	0	=0.00cm ²	D=0.00cm	2

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

A_s proporcionado 4.00cm²

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5cm$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

S_{max} = 16.92cm

16.92cm ≥ 2.50cm **Cumple**

MOMENTO POSITIVO 8.6898 868980

f'c= 210 kg/cm2
 Fy= 4200 kg/cm3
 Ø= 0.9
 B1 = 0.85

MU= 8.69Ton-m → 868980 kg-cm
 b= 30cm
 h= 60cm
 d= 54cm → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

ω = 0.05

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0027$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

0.75ρ_b = 0.016

ρ_{diseño} < ρ_{maximo}
 0.0027 < 0.016 *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

A_{sdis} = 4.40cm² A_{smin} < A_{sdis}

-Verificando acero mínimo 3.91cm² < 4.40cm² Usar As dis

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

A_{smin} = 3.91cm²

usando barras de	5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm	Cant
	3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm	2

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 2.20 \Rightarrow 2$$

A_s proporcionado 4.00cm²

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5cm$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

S_{max} = 16.92cm

16.92cm ≥ 2.50cm **Cumple**

f'c=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm3
Ø=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

VIGA EJE 5 – 5 TRAMO 1

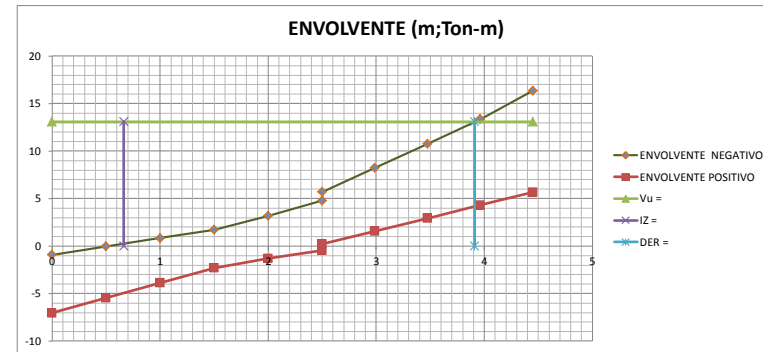
Vu =	13.1	13.1	y
L =	0	4.45	x

IZ =	0.665	0.665	x
DER =	3.91	3.91	x
	0	13.1	y

Para el calculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

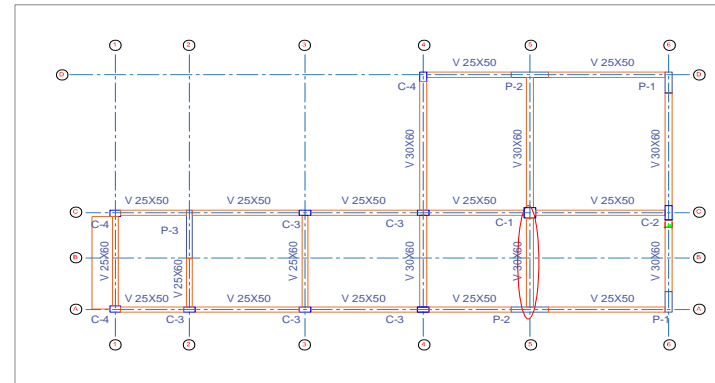
APOYO A		1.9522
CM	-3.1703	Ton
CV	-0.9055	Ton
SX (RX)	0.3563	Ton
SY (RY)	1.9522	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-5.97777 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-4.73845 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-3.14255 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-5.45105 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-7.04695 Ton
0.9CM+SX	=	-2.49697 Ton
0.9CM+SY	=	-0.90107 Ton
0.9CM-SX	=	-3.20957 Ton
0.9CM-SY	=	-4.80547 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

APOYO B		16.3545
CM	8.453	Ton
CV	2.659	Ton
SX (RX)	0.3563	Ton
SY (RY)	1.9522	Ton
1.4CM+1.7CV	=	16.3545 Ton
1.25(CM+CV)	=	14.2463 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	15.8422 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	13.5337 Ton
1.25(CM+CV)	=	11.9378 Ton
0.9CM+SX	=	7.964 Ton
0.9CM+SY	=	9.5599 Ton
0.9CM-SX	=	7.2514 Ton
0.9CM-SY	=	5.6555 Ton
AS calculado	12.40	cm2
Diametro (ca)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (cal)	2	unidades
Diametro (ca)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (cal)	3	unidades
AS cantidad	=12.5cm2	=12.5cm2



		-7.04695
CM	-3.1703	Ton
CV	-0.9055	Ton
SX (RX)	-0.3563	Ton
SY (RY)	-1.9522	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-5.97777 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-5.45105 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-7.04695 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-4.73845 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-3.14255 Ton
0.9CM+SX	=	-3.20957 Ton
0.9CM+SY	=	-4.80547 Ton
0.9CM-SX	=	-2.49697 Ton
0.9CM-SY	=	-0.90107 Ton
AS calculado	0.0	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

		-1.9522
CM	8.453	Ton
CV	2.659	Ton
SX (RX)	-0.3563	Ton
SY (RY)	-1.9522	Ton
1.4CM+1.7CV	=	16.3545 Ton
1.25(CM+CV)	=	13.5337 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	11.9378 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	14.2463 Ton
1.25(CM+CV)	=	15.8422 Ton
0.9CM+SX	=	7.2514 Ton
0.9CM+SY	=	5.6555 Ton
0.9CM-SX	=	7.964 Ton
0.9CM-SY	=	9.5599 Ton
AS calculado	4.40	cm2
Diametro (ca)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (cal)	2	unidades
Diametro (ca)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (cal)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2



DISEÑO POR CORTE

f'c=	210	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ³
φ=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

Ln =	4.33m
------	-------

Refuerzo longitudinal	∅ 5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm
refuerzo transversal	∅ 3/8"	=0.71cm ²	D=0.95cm

-Para vigas sismicas según el acapite 21.4.4.4 R. N. E. -E - 060 los requisitos mínimos

Zona de confinamiento = 2h = 120cm

$$-S_0 \left[\begin{array}{l} \text{a) } \frac{d}{4} = 13\text{cm} \\ \text{b) } 10db = 16\text{cm} \\ \text{c) } 24de = 23\text{cm} \\ \text{d) } 30\text{cm} \end{array} \right] S_0 = 13\text{cm} \Rightarrow 10\text{cm}$$

$$-S_{max} = \frac{d}{2} = 26\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm}$$

-Disposicion de los estribos

∅ 1 @ 0.05 ; 12 @ 10cm ; Resto @ 25cm

-Cosiderando la fuerza cortante mayor del analisis y amplificación de cargas a la cara de la columna y placa



Vu = 16.35 Ton

-Entonces la cortante a "d" de la cara

Vu = 13.10 Ton

-Calculo de la resistencia al corte proporcionado por el concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

Vc = 12.44 Ton < Vu = 13.10 Ton

∅ Vn ≥ Vu Vn = Vc + Vs

Si el cortante que aporta el concreto es mayor a "Vu". Se dispondra de los requisitos mínimos por corte de la norma E-060

-Para una viga sismica según el acapite 21.4 R.N.E. -E-060

El diseño por corte de la viga se diseñara con una resistencia mayor al diseño por flexion a partir de las siguientes expresiones dadas por la norma:

$$V_{uj} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} \quad V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

Apoyo izquierdo:

$$\begin{array}{l} As(-) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 0 \quad \emptyset \quad 3/4" \\ As(+) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Apoyo derecho:

$$\begin{array}{l} As(-) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 12.52 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 3 \quad \emptyset \quad 3/4" \\ As(+) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 0 \quad \emptyset \quad 3/4" \end{array}$$

-Calculo de momentos nominales

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$

Apoyo izquierdo:

$$\begin{array}{l} As(-) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad a = 3.14\text{cm} \quad Mn = 8.808 \text{ Ton-m} \\ As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad \bar{a} = 3.14\text{cm} \quad \bar{Mn} = 8.808 \text{ Ton-m} \end{array}$$

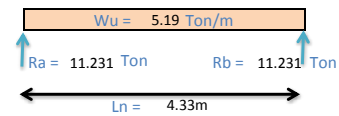
Apoyo derecho:

$$\begin{array}{l} As(-) = 12.52 \text{ cm}^2 \quad \bar{a} = 9.82\text{cm} \quad \bar{Mn} = 25.814 \text{ Ton-m} \\ As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad \bar{a} = 3.14\text{cm} \quad \bar{Mn} = 8.808 \text{ Ton-m} \end{array}$$

-Calculo de la carga correspondiente para el diseño desde el D.C.L.:

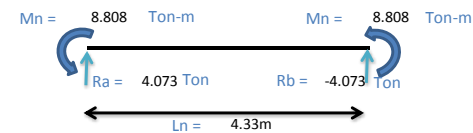
$$W_m = 3.10 \text{ Ton} \quad W_v = 1.06 \text{ Ton}$$

$$W_u = 1.25(W_m + W_v) \quad R_a = \frac{W_u L_n}{2}$$

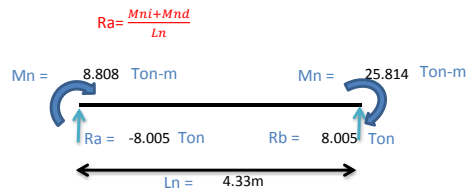


-Momentos Antihorarios:

$$R_a = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n}$$



-Momentos Horarios:



-Para obtener el D.F.C.:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$\begin{matrix} R_a = 11.231 \\ R_a = 4.073 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} R_b = 11.231 \\ R_b = -4.073 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{Momentos} \\ \text{Antihorarios} \end{matrix} \right\}$$

$$V_{ui} = 15.305$$

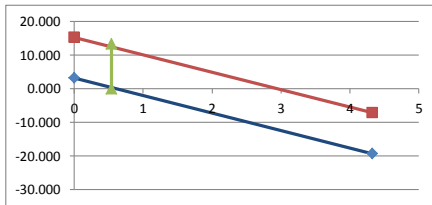
$$V_{ud} = 7.158$$

$$\begin{matrix} R_a = 11.2315 \\ R_a = -8.005 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} R_b = 11.231 \\ R_b = 8.005 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{Momentos} \\ \text{Horarios} \end{matrix} \right\}$$

$$V_{ui} = 3.226$$

$$V_{ud} = 19.237$$



-cálculo de la cortante Vu de diseño a "d" de la cara:

d= 4.33m	15.305	V _{ui} = 8.147
d= 3.79m	13.3938815	V _u = 13.394

-La resistencia al cortante según el acapite 11.1.1. R. N. E. -E- 060

$$\phi V_n \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s$$

-Cortante del análisis a "d" de la cara:

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 13.10 \text{ Ton}$$

-Cortante del del diseño por capacidad a "d" de la

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 13.39 \text{ Ton}$$

Si "Vc" es menor que "Vu". Se calculara refuerzo transversal

-Cálculo de la resistencia que sera aportada por el acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{Donde: } \phi = 0.85$$

$$V_s = 3.32 \text{ Ton}$$

-Cálculo del espaciamiento del estribo mínimo:

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

Estribo	Area	# Ramas
3/8"	=0.71cm ²	2

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 97.14 \text{ cm} > S \Rightarrow S_0 = 10 \text{ cm} \text{ mínimo}$$

-Cálculo del espaciamiento del estribo máximo:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b d \rightarrow S_{\text{max}} = \frac{d}{2}$$

$$V_s = 3315.21 \text{ Kg} < 25823.63 \text{ Kg} = 1.1 \sqrt{f'_c} b d$$

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = 26 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

-Cálculo de las fuerzas cortantes:

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

S = 10	V _s = 3315.2	ϕV _s = 2652.17	Kg
S = 15	V _s = 21470.4	ϕV _s = 17176.32	Kg
S = 20	V _s = 16102.8	ϕV _s = 12882.24	Kg
S = 25	V _s = 12882.2	ϕV _s = 10305.79	Kg
S = 30	V _s = 10735.2	ϕV _s = 8588.16	Kg

Eje X-X

0	4.33m
---	-------

3.226	15.305	Eje Y-Y izq
-19.237	-7.158	Eje Y-Y der

A "d" de la cara

0.54	0.54
0	13.394

f'cc=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm3
Ø=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

VIGA EJE 5 - 5 TRAMO 1

2 5/8"	ØMn =	-7.93	-7.93	y
	L=	0	6.7	x

IZ =	2	2	x
DER =	6.1	6.1	x
	0	-7.93	y

Para el calculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

APOYO A		-30.041375
CM	-14.3529	Ton
CV	-4.8606	Ton
SX (RX)	-1.018	Ton
SY (RY)	-6.0245	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-28.35708 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-25.034875 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-30.041375 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-22.998875 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-17.992375 Ton
0.9CM+SX	=	-13.93561 Ton
0.9CM+SY	=	-18.94211 Ton
0.9CM-SX	=	-11.89961 Ton
0.9CM-SY	=	-6.89311 Ton
AS calculado	18.10	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	5	unidades
AS cantidad	=18.2cm2	=18.2cm2

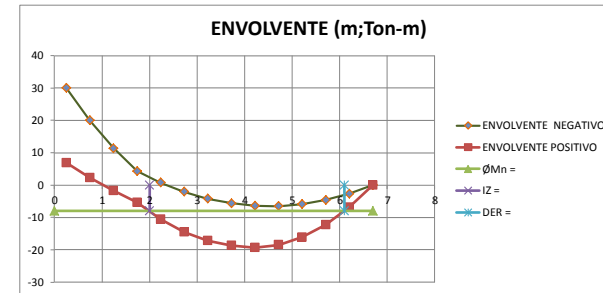
12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

TRAMO AB		0
CM	0	Ton
CV	0	Ton
SX (RX)	0	Ton
SY (RY)	0	Ton
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	1.00	cm2

APOYO B		0
CM	0	Ton
CV	0	Ton
SX (RX)	0	Ton
SY (RY)	0	Ton
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm



APOYO A		6.0245
CM	-14.3529	Ton
CV	-4.8606	Ton
SX (RX)	1.018	Ton
SY (RY)	6.0245	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-28.35708 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-22.998875 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-17.992375 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-25.034875 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-30.041375 Ton
0.9CM+SX	=	-11.89961 Ton
0.9CM+SY	=	-6.89311 Ton
0.9CM-SX	=	-13.93561 Ton
0.9CM-SY	=	-18.94211 Ton
AS calculado	3.0	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

AS NUDO/3	6.07	cm2
-----------	------	-----

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

TRAMO BC		18.62517
CM	9.3739	Ton
CV	3.2363	Ton
SX (RX)	0.4698	Ton
SY (RY)	2.7805	Ton
1.4CM+1.7CV	=	18.62517 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	16.23255 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	18.54325 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	15.29295 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	12.98225 Ton
0.9CM+SX	=	8.90631 Ton
0.9CM+SY	=	11.21701 Ton
0.9CM-SX	=	7.96671 Ton
0.9CM-SY	=	5.65601 Ton
AS calculado	9.83	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	5	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=10.0cm2	=10.0cm2

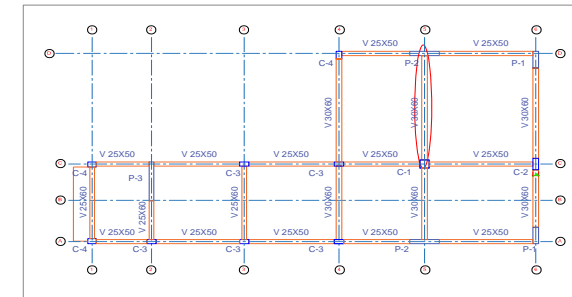
AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	4.55	cm2

12db=	19.06	cm
d=	54	cm

APOYO B		0
CM	0	Ton
CV	0	Ton
SX (RX)	0	Ton
SY (RY)	0	Ton
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

AS NUDO/3	1.33	cm2
-----------	------	-----

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm



MOMENTO NEGATIVO 30.041375 3004137.5

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 30.0 Ton-m → 3004137.5 kg-cm
 $b = 30 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$
 $d = 51 \text{ cm}$ → dos capas

$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$

-Calculo de la cuantía mecánica
 $\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$
 $\omega = 0.24$

-Calculo de la cuantía de diseño
 $\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0118$

-Verificando tipo de falla
 $\rho_{max} \leq 0.75 \rho_b$ $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$
 $0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$
 $0.75 \rho_b = 0.016$
 $\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0118 < 0.016$ *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño
 $As_{dis} = \rho b d$
 $As_{dis} = 18.10 \text{ cm}^2$ $As_{min} < As_{dis}$

-Verificando acero mínimo $3.70 \text{ cm}^2 < 18.10 \text{ cm}^2$ Usar As_{dis}

$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$
 $As_{min} = 3.70 \text{ cm}^2$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		2
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm		3
				5

#barras = $\frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 9.1 \Rightarrow 2$
Asprorcionado 18.20cm²

-espaciamento de barras
 $S_{max} \geq 2.5 \text{ cm}$
 $S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi \text{estribo} + \# \text{veces} \phi \text{barra})}{\# \text{barras} - 1}$
 $S_{max} = 2.80 \text{ cm}$
 $2.80 \text{ cm} \geq 2.50 \text{ cm}$ Cumple

MOMENTO NEGATIVO 0 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.00 Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$ → una capa

$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$

-Calculo de la cuantía mecánica
 $\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$
 $\omega = 0.00$

-Calculo de la cuantía de diseño
 $\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$

-Verificando tipo de falla
 $\rho_{max} \leq 0.75 \rho_b$ $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$
 $0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$
 $0.75 \rho_b = 0.016$
 $\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0000 < 0.016$ *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño
 $As_{dis} = \rho b d$
 $As_{dis} = 0.00 \text{ cm}^2$ $As_{min} < As_{dis}$

-Verificando acero mínimo $3.91 \text{ cm}^2 < 0.00 \text{ cm}^2$ Usar As_{min}

$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$
 $As_{min} = 3.91 \text{ cm}^2$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		2
0	=0.00cm ²	D=0.00cm		0
				2

#barras = $\frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 2.0 \Rightarrow 2$
Asprorcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras
 $S_{max} \geq 2.5 \text{ cm}$
 $S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi \text{estribo} + \# \text{veces} \phi \text{barra})}{\# \text{barras} - 1}$
 $S_{max} = 16.92 \text{ cm}$
 $16.92 \text{ cm} \geq 2.50 \text{ cm}$ Cumple

MOMENTO NEGATIVO 0 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.0 Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$ → una capa

$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$

-Calculo de la cuantía mecánica
 $\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$
 $\omega = 0.00$

-Calculo de la cuantía de diseño
 $\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$

-Verificando tipo de falla
 $\rho_{max} \leq 0.75 \rho_b$ $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$
 $0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$
 $0.75 \rho_b = 0.016$
 $\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0000 < 0.016$ *falla ductil por fluencia del acero*

-Calculo del área del acero de diseño
 $As_{dis} = \rho b d$
 $As_{dis} = 0.00 \text{ cm}^2$ $As_{min} < As_{dis}$

-Verificando acero mínimo $3.91 \text{ cm}^2 < 0.00 \text{ cm}^2$ Usar As_{min}

$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$
 $As_{min} = 3.91 \text{ cm}^2$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		2
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm		0
				2

#barras = $\frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 2.0 \Rightarrow 2$
Asprorcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras
 $S_{max} \geq 2.5 \text{ cm}$
 $S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi \text{estribo} + \# \text{veces} \phi \text{barra})}{\# \text{barras} - 1}$
 $S_{max} = 16.92 \text{ cm}$
 $16.92 \text{ cm} \geq 2.50 \text{ cm}$ Cumple

MOMENTO POSITIVO

6.0245

602450

f'c= 210 kg/cm2
Fy= 4200 kg/cm3
Ø= 0.9
B1 = 0.85

MU= 6.02Ton-m → 602450 kg-cm
b= 30cm
h= 60cm
d= 54cm → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.04$$

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0019$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo} \quad \text{falla ductil por fluencia del acero}$$

$$0.0019 < 0.016$$

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

$$A_{sdis} = 3.02cm^2 \quad A_{smin} < A_{sdis}$$

-Verificando acero mínimo

$$3.91cm^2 < 3.02cm^2 \quad \text{Usar } A_{smin}$$

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

$$A_{smin} = 3.91cm^2$$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm		2
0	=0.00cm2	D=0.00cm		0
				2

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

As proporcionado 4.00cm2

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5cm$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92cm$$

$$16.92cm \geq 2.50cm \quad \text{Cumple}$$

MOMENTO POSITIVO

18.62517

1862517

f'c= 210 kg/cm2
Fy= 4200 kg/cm3
Ø= 0.9
B1 = 0.85

MU= 18.63Ton-m → 1862517 kg-cm
b= 30cm
h= 60cm
d= 54cm → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.12$$

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0061$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo} \quad \text{falla ductil por fluencia del acero}$$

$$0.0061 < 0.016$$

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

$$A_{sdis} = 9.83cm^2 \quad A_{smin} < A_{sdis}$$

-Verificando acero mínimo

$$3.91cm^2 < 9.83cm^2 \quad \text{Usar } A_{sdis}$$

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

$$A_{smin} = 3.91cm^2$$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm		5
0	=0.00cm2	D=0.00cm		0
				5

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 4.91 \Rightarrow 5$$

As proporcionado 10.00cm2

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5cm$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 3.04cm$$

$$3.04cm \geq 2.50cm \quad \text{Cumple}$$

MOMENTO POSITIVO

0

0

f'c= 210 kg/cm2
Fy= 4200 kg/cm3
Ø= 0.9
B1 = 0.85

MU= 0.00Ton-m → 0 kg-cm
b= 30cm
h= 60cm
d= 54cm → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.00$$

-Calculo de la cuantía de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{F_y} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo} \quad \text{falla ductil por fluencia del acero}$$

$$0.0000 < 0.016$$

-Calculo del área del acero de diseño

$$A_{sdis} = \rho b d$$

$$A_{sdis} = 0.00cm^2 \quad A_{smin} < A_{sdis}$$

-Verificando acero mínimo

$$3.91cm^2 < 0.00cm^2 \quad \text{Usar } A_{smin}$$

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{F_y} b d$$

$$A_{smin} = 3.91cm^2$$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm2	D=1.59cm		2
3/4"	=2.84cm2	D=1.91cm		0
				2

$$\#barras = \frac{A_{sdis}}{A_{sbarra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

As proporcionado 4.00cm2

-espaciamiento de barras

$$S_{max} \geq 2.5cm$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92cm$$

$$16.92cm \geq 2.50cm \quad \text{Cumple}$$

f _c =	210	kg/cm ²
F _y =	4200	kg/cm ³
φ =	0.9	
B ₁ =	0.85	
b =	30cm	
h =	60cm	
d =	54cm	

VIGA EJE 5 – 5 TRAMO 1

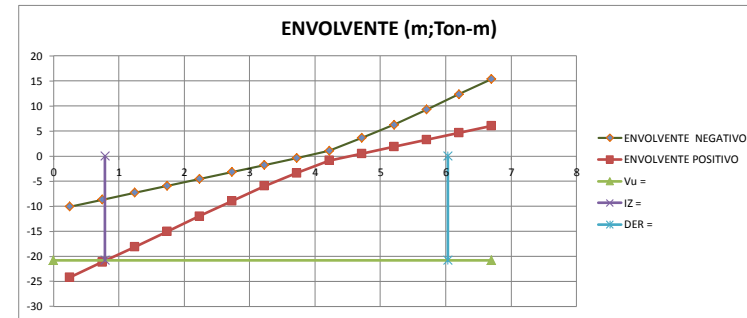
V _u =	-20.8	-20.8	y
L =	0	6.7	x

I _Z =	0.79	0.79	x
DER =	6.035	6.035	x
	0	-20.8	y

Para el calculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

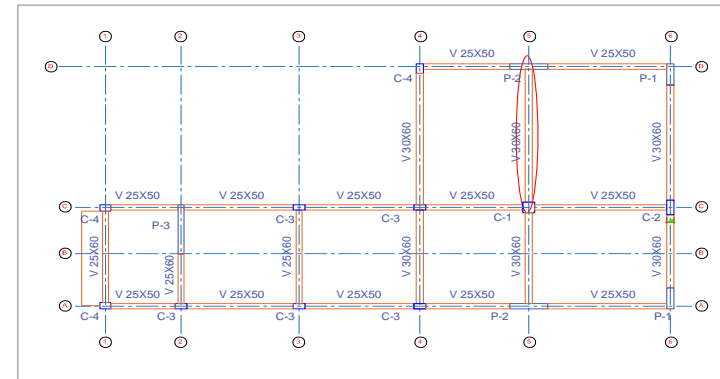
APOYO A		-10.05113
CM	-12.2057	Ton
CV	-4.1721	Ton
SX (RX)	0.1578	Ton
SY (RY)	0.934	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-24.18055 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-20.31445 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-19.53825 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-20.63005 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-21.40625 Ton
0.9CM+SX	=	-10.82733 Ton
0.9CM+SY	=	-10.05113 Ton
0.9CM-SX	=	-11.14293 Ton
0.9CM-SY	=	-11.91913 Ton
AS calculado	18.10	cm ²
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm ² D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm ² D=1.91cm
Cantidad (calculo)	5	unidades
AS cantidad	=18.2cm ²	=18.2cm ²

APOYO B		15.38761
CM	7.7552	Ton
CV	2.6649	Ton
SX (RX)	0.1578	Ton
SY (RY)	0.934	Ton
1.4CM+1.7CV	=	15.38761 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	13.182925 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	13.959125 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	12.867325 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	12.091125 Ton
0.9CM+SX	=	7.13748 Ton
0.9CM+SY	=	7.91368 Ton
0.9CM-SX	=	6.82188 Ton
0.9CM-SY	=	6.04568 Ton
AS calculado	0.00	cm ²
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm ² D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm ² D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm ²	=4.0cm ²



		-24.18055
CM	-12.2057	Ton
CV	-4.1721	Ton
SX (RX)	-0.1578	Ton
SY (RY)	-0.934	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-24.18055 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-20.63005 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-21.40625 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-20.31445 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-19.53825 Ton
0.9CM+SX	=	-11.14293 Ton
0.9CM+SY	=	-11.91913 Ton
0.9CM-SX	=	-10.82733 Ton
0.9CM-SY	=	-10.05113 Ton
AS calculado	3.0	cm ²
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm ² D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm ² D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm ²	=4.0cm ²

		6.04568
CM	7.7552	Ton
CV	2.6649	Ton
SX (RX)	-0.1578	Ton
SY (RY)	-0.934	Ton
1.4CM+1.7CV	=	15.38761 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	12.867325 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	12.091125 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	13.182925 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	13.959125 Ton
0.9CM+SX	=	6.82188 Ton
0.9CM+SY	=	6.04568 Ton
0.9CM-SX	=	7.13748 Ton
0.9CM-SY	=	7.91368 Ton
AS calculado	0.00	cm ²
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm ² D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm ² D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm ²	=4.0cm ²



DISEÑO POR CORTE

f'c=	210	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ³
φ=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

Ln =	6.32m
------	-------

Refuerzo longitudinal	∅ 5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm
refuerzo transversal	∅ 3/8"	=0.71cm ²	D=0.95cm

-Para vigas sismicas según el acapite 21.4.4.4 R. N. E. -E - 060 los requisitos mínimos

Zona de confinamiento = 2h = 120cm

$$-S_0 \left[\begin{array}{l} \text{a) } \frac{d}{4} = 13\text{cm} \\ \text{b) } 10db = 16\text{cm} \\ \text{c) } 24de = 23\text{cm} \\ \text{d) } 30\text{cm} \end{array} \right] S_0 = 13\text{cm} \Rightarrow 10\text{cm}$$

$$-S_{max} = \frac{d}{2} = 26\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm}$$

-Disposicion de los estribos

∅ 1 @ 0.05 ; 12 @ 10cm ; Resto @ 25cm

-Cosiderando la fuerza cortante mayor del analisis y amplificación de cargas a la cara de la columna y placa



Vu = 24.18 Ton

-Entonces la cortante a "d" de la cara

Vu = 20.80 Ton

-Calculo de la resistencia al corte proporcionado por el concreto

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

Vc = 12.44 Ton < Vu = 20.80 Ton

∅ Vn ≥ Vu Vn = Vc + Vs

Si el cortante que aporta el concreto es mayor a "Vu". Se dispondra de los requisitos mínimos por corte de la norma E-060

-Para una viga sismica según el acapite 21.4 R.N.E. -E-060

El diseño por corte de la viga se diseñara con una resistencia mayor al diseño por flexion a partir de las siguientes expresiones dadas por la norma:

$$V_{uj} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} \quad V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

Apoyo izquierdo:

$$\begin{array}{l} As(-) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 18.20 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 5 \quad \emptyset \quad 3/4" \\ As(+) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Apoyo derecho:

$$\begin{array}{l} As(-) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 0 \quad \emptyset \quad 3/4" \\ As(+) = 2 \quad \emptyset \quad 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 0 \quad \emptyset \quad 3/4" \end{array}$$

-Calculo de momentos nominales

$$M_n = As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{As f_y}{0.85 f'c b}$$

Apoyo izquierdo:

$$\begin{array}{l} As(-) = 18.20 \text{ cm}^2 \quad a = 14.27\text{cm} \quad Mn = 33.529 \text{ Ton-m} \\ As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad \bar{a} = 3.14\text{cm} \quad \bar{Mn} = 8.808 \text{ Ton-m} \end{array}$$

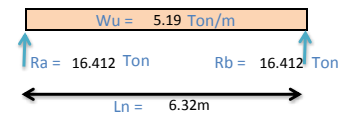
Apoyo derecho:

$$\begin{array}{l} As(-) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad \bar{a} = 3.14\text{cm} \quad \bar{Mn} = 8.808 \text{ Ton-m} \\ As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad \bar{a} = 3.14\text{cm} \quad \bar{Mn} = 8.808 \text{ Ton-m} \end{array}$$

-Calculo de la carga correspondiente para el diseño desde el D.C.L.:

$$W_m = 3.10 \text{ Ton} \quad W_v = 1.06 \text{ Ton}$$

$$W_u = 1.25(W_m + W_v) \quad Ra = \frac{W_u L_n}{2}$$

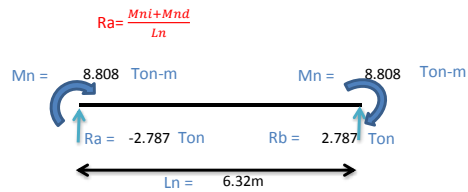


-Momentos Antihorarios:

$$Ra = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n}$$

$$\begin{array}{l} Mn = 33.529 \text{ Ton-m} \quad Mn = 8.808 \text{ Ton-m} \\ Ra = 6.699 \text{ Ton} \quad Rb = -6.699 \text{ Ton} \\ Ln = 6.32\text{m} \end{array}$$

-Momentos Horarios:



-Para obtener el D.F.C.:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$\begin{matrix} R_a = 16.412 \\ R_a = 6.699 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} R_b = 16.412 \\ R_b = -6.699 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{Momentos} \\ \text{Antihorarios} \end{matrix} \right\}$$

$$V_{ui} = 23.111$$

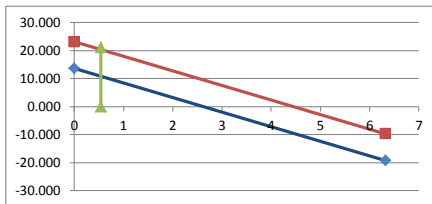
$$V_{ud} = 9.713$$

$$\begin{matrix} R_a = 16.4123 \\ R_a = -2.787 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} R_b = 16.412 \\ R_b = 2.787 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{Momentos} \\ \text{Horarios} \end{matrix} \right\}$$

$$V_{ui} = 13.625$$

$$V_{ud} = 19.200$$



-cálculo de la cortante Vu de diseño a "d" de la cara:

d= 6.32m	23.111	V _{ui} = 13.398
d= 5.78m	21.1364783	V _u = 21.136

-La resistencia al cortante según el acapite 11.1.1. R. N. E. -E - 060

$$\phi V_n \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s$$

-Cortante del análisis a "d" de la cara:

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 20.80 \text{ Ton}$$

-Cortante del del diseño por capacidad a "d" de la

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 21.14 \text{ Ton}$$

Si "Vc" es menor que "Vu". Se calculara refuerzo transversal

-Cálculo de la resistencia que sera aportada por el acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{Donde: } \phi = 0.85$$

$$V_s = 12.42 \text{ Ton}$$

-Cálculo del espaciamiento del estribo mínimo:

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

Estribo	Area	# Ramas
3/8"	=0.71cm ²	2

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 25.92 \text{ cm} > S \Rightarrow S_o = 10 \text{ cm} \text{ mínimo}$$

-Cálculo del espaciamiento del estribo máximo:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$V_s = 12424.15 \text{ Kg} < 25823.63 \text{ Kg} = 1.1 \sqrt{f'_c} b d$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = 26 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

-Cálculo de las fuerzas cortantes:

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

S = 10	V _s = 12424.1	ϕV _s = 9939.32	Kg
S = 15	V _s = 21470.4	ϕV _s = 17176.32	Kg
S = 20	V _s = 16102.8	ϕV _s = 12882.24	Kg
S = 25	V _s = 12882.2	ϕV _s = 10305.79	Kg
S = 30	V _s = 10735.2	ϕV _s = 8588.16	Kg

Eje X-X

0	6.32m
---	-------

13.625	23.111	Eje Y-Y izq
-19.200	-9.713	Eje Y-Y der

A "d" de la cara

0.54	0.54
0	21.136

ANEXO D

**Ejemplo de cálculo de viga eje 5-5 para el modelado E-030-
2016**

f'cc=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm3
Ø=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

VIGA EJE 5 – 5 TRAMO 1

2 5/8"	ØMn =	7.93	7.93	y
	L=	0	4.54	x

IZ =	0.83	0.83	x
DER =	3.46	3.46	x
	0	7.93	y

Para el calculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

APOYO A		0
CM	0 Ton	
CV	0 Ton	
SX (RX)	0 Ton	
SY (RY)	0 Ton	
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

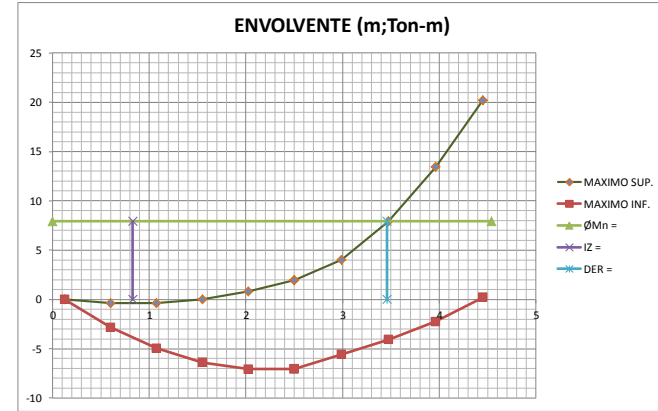
12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

TRAMO AB		0
CM	0 Ton	
CV	0 Ton	
SX (RX)	0 Ton	
SY (RY)	0 Ton	
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	2.92	cm2

APOYO B		-20.186425
CM	-8.0161 Ton	
CV	-2.5404 Ton	
SX (RX)	-1.2175 Ton	
SY (RY)	-6.9908 Ton	
1.4CM+1.7CV	=	-15.54122 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-14.413125 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-20.186425 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-11.978125 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-6.204825 Ton
0.9CM+SX	=	-8.43199 Ton
0.9CM+SY	=	-14.20529 Ton
0.9CM-SX	=	-5.99699 Ton
0.9CM-SY	=	-0.22369 Ton
AS calculado	10.72	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	3	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
AS cantidad	=11.7cm2	=11.7cm2

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm



		0
CM	0 Ton	
CV	0 Ton	
SX (RX)	0 Ton	
SY (RY)	0 Ton	
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0.0	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

AS NUDO/3	1.33	cm2
-----------	------	-----

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

		7.0657
CM	2.0942 Ton	
CV	0.4718 Ton	
SX (RX)	0.6549 Ton	
SY (RY)	3.8582 Ton	
1.4CM+1.7CV	=	3.73394 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	3.8624 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	7.0657 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	2.5526 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-0.6507 Ton
0.9CM+SX	=	2.53968 Ton
0.9CM+SY	=	5.74298 Ton
0.9CM-SX	=	1.22988 Ton
0.9CM-SY	=	-1.97342 Ton
AS calculado	3.55	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

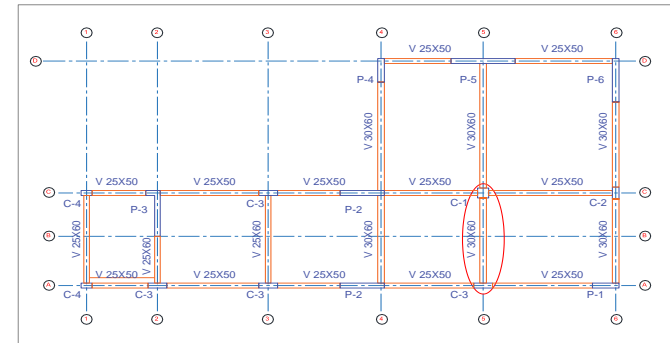
AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	1.00	cm2

12db=	19.06	cm
d=	54	cm

		6.9908
CM	-8.0161 Ton	
CV	-2.5404 Ton	
SX (RX)	1.2175 Ton	
SY (RY)	6.9908 Ton	
1.4CM+1.7CV	=	-15.54122 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-11.978125 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-6.204825 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-14.413125 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-20.186425 Ton
0.9CM+SX	=	-5.99699 Ton
0.9CM+SY	=	-0.22369 Ton
0.9CM-SX	=	-8.43199 Ton
0.9CM-SY	=	-14.20529 Ton
AS calculado	3.51	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

AS NUDO/3	3.89	cm2
-----------	------	-----

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm



MOMENTO NEGATIVO 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.0Ton-m \rightarrow 0 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ \rightarrow una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.00$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0000 < 0.016$$

falta ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 0.00\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo

$$3.91\text{cm}^2 < 0.00\text{cm}^2 \text{ Usar As min}$$

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=	2.00cm ²	D=1.59cm	2
5/8"		=	2.00cm ²	D=1.59cm	2
3/4"		=	2.84cm ²	D=1.91cm	0
					2

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 2.0 \Rightarrow 2$$

AS proporcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92\text{cm}$$

$$16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

MOMENTO NEGATIVO 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.00Ton-m \rightarrow 0 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ \rightarrow una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.00$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0000 < 0.016$$

falta ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 0.00\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo

$$3.91\text{cm}^2 < 0.00\text{cm}^2 \text{ Usar As min}$$

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=	2.00cm ²	D=1.59cm	2
5/8"		=	2.00cm ²	D=1.59cm	2
0		=	0.00cm ²	D=0.00cm	0
					2

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 2.0 \Rightarrow 2$$

AS proporcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92\text{cm}$$

$$16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

MOMENTO NEGATIVO 20.186425 2018642.5

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 20.2Ton-m \rightarrow 2018642.5 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ \rightarrow una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.13$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0066$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0066 < 0.016$$

falta ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 10.72\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo

$$3.91\text{cm}^2 < 10.72\text{cm}^2 \text{ Usar As dis}$$

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=	2.00cm ²	D=1.59cm	3
5/8"		=	2.00cm ²	D=1.59cm	3
3/4"		=	2.84cm ²	D=1.91cm	2
					5

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 5.4 \Rightarrow 3$$

AS proporcionado 11.68cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 2.88\text{cm}$$

$$2.88\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

MOMENTO POSITIVO 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.00Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.00$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0000 < 0.016$$

falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 0.00\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo 3.91cm² < 0.00cm² Usar As min

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=2.00cm ²	D=1.59cm	2
5/8"				
0	=0.00cm ²	D=0.00cm	0	

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

AS proporcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92\text{cm}$$

$$16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

MOMENTO POSITIVO 7.0657 706570

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 7.07Ton-m → 706570 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.04$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0022$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0022 < 0.016$$

falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 3.55\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo 3.91cm² < 3.55cm² Usar As min

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=2.00cm ²	D=1.59cm	2
5/8"				
0	=0.00cm ²	D=0.00cm	0	

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

AS proporcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92\text{cm}$$

$$16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

MOMENTO POSITIVO 6.9908 699080

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 6.99Ton-m → 699080 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.04$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0022$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0022 < 0.016$$

falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 3.51\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo 3.91cm² < 3.51cm² Usar As min

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=2.00cm ²	D=1.59cm	2
5/8"				
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm	0	

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

AS proporcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92\text{cm}$$

$$16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

f'c=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm3
Ø=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

VIGA EJE 5 – 5 TRAMO 1

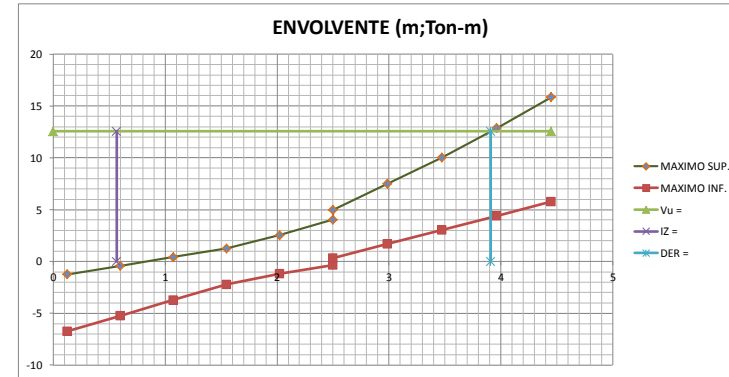
Vu =	12.55	12.55	y
L=	0	4.45	x

IZ =	0.565	0.565	x
DER =	3.91	3.91	x
	0	12.55	y

Para el calculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

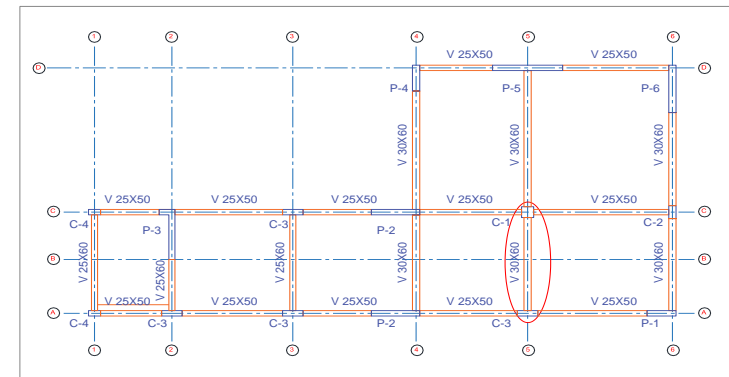
APOYO A		1.6245
CM	-3.179	Ton
CV	-0.91	Ton
SX (RX)	0.2757	Ton
SY (RY)	1.6245	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-5.9976 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-4.83555 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-3.48675 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-5.38695 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-6.73575 Ton
0.9CM+SX	=	-2.5854 Ton
0.9CM+SY	=	-1.2366 Ton
0.9CM-SX	=	-3.1368 Ton
0.9CM-SY	=	-4.4856 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

APOYO B		15.86843
CM	8.2021	Ton
CV	2.5797	Ton
SX (RX)	0.2757	Ton
SY (RY)	1.6245	Ton
1.4CM+1.7CV	=	15.86843 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	13.75295 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	15.10175 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	13.20155 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	11.85275 Ton
0.9CM+SX	=	7.65759 Ton
0.9CM+SY	=	9.00639 Ton
0.9CM-SX	=	7.10619 Ton
0.9CM-SY	=	5.75739 Ton
AS calculado	10.72	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	3	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
AS cantidad	=11.7cm2	=11.7cm2



		-6.73575
CM	-3.179	Ton
CV	-0.91	Ton
SX (RX)	-0.2757	Ton
SY (RY)	-1.6245	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-5.9976 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-5.38695 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-6.73575 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-4.83555 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-3.48675 Ton
0.9CM+SX	=	-3.1368 Ton
0.9CM+SY	=	-4.4856 Ton
0.9CM-SX	=	-2.5854 Ton
0.9CM-SY	=	-1.2366 Ton
AS calculado	0.0	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

		-1.6245
CM	8.2021	Ton
CV	2.5797	Ton
SX (RX)	-0.2757	Ton
SY (RY)	-1.6245	Ton
1.4CM+1.7CV	=	15.86843 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	13.20155 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	11.85275 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	13.75295 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	15.10175 Ton
0.9CM+SX	=	7.10619 Ton
0.9CM+SY	=	5.75739 Ton
0.9CM-SX	=	7.65759 Ton
0.9CM-SY	=	9.00639 Ton
AS calculado	3.51	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2



DISEÑO POR CORTE

$f'c =$	210	kg/cm ²
$Fy =$	4200	kg/cm ³
$\phi =$	0.9	
$B1 =$	0.85	
$b =$	30cm	
$h =$	60cm	
$d =$	54cm	

$Ln =$	4.33m
--------	-------

\emptyset	5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm
\emptyset	3/8"	=0.71cm ²	D=0.95cm

-Para vigas sismicas según el acapite 21.4.4.4 R.N.E. -E- 060 los requisitos mínimos

Zona de confinamiento = 2h = 120cm

$$-S_0 \left[\begin{array}{l} \text{a) } \frac{d}{4} = 13\text{cm} \\ \text{b) } 10db = 16\text{cm} \\ \text{c) } 24de = 23\text{cm} \\ \text{d) } 30\text{cm} \end{array} \right] \quad S_0 = 13\text{cm} \Rightarrow 10\text{cm}$$

$$-S_{max} = \frac{d}{2} = 26\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm}$$

-Disposicion de los estribos

\emptyset 1@ 0.05; 12 @ 10cm; Resto @ 25cm

-Cosiderando la fuerza cortante mayor del analisis y amplificación de cargas a la cara de la columna y placa



$$Vu = 15.87 \text{ Ton}$$

-Entonces la cortante a "d" de la cara

$$Vu = 12.55 \text{ Ton}$$

-Calculo de la resistencia al corte proporcionado por el concreto

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$Vc = 12.44 \text{ Ton} < Vu = 12.55 \text{ Ton}$$

$$\emptyset Vn \geq Vu \quad Vn = Vc + Vs$$

Si el cortante que aporta el concreto es mayor a "Vu". Se dispondra de los requisitos mínimos por corte de la norma E-060

-Para una viga sismica según el acapite 21.4 R.N.E. -E-060

El diseño por corte de la viga se diseñara con una resistencia mayor al diseño por flexion a partir de las siguientes expresiones dadas por la norma:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{Ln} + \frac{W_u Ln}{2} \quad V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{Ln} + \frac{W_u Ln}{2}$$

Apoyo izquierdo:

$$\begin{array}{l} As(-) = 2 \emptyset 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 0 \emptyset 3/4" \\ As(+) = 2 \emptyset 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Apoyo derecho:

$$\begin{array}{l} As(-) = 3 \emptyset 5/8" = 11.68 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 2 \emptyset 3/4" \\ As(+) = 2 \emptyset 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2 \\ \quad \quad 0 \emptyset 3/4" \end{array}$$

-Calculo de momentos nominales

$$Mn = As fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{As fy}{0.85 f'c b}$$

Apoyo izquierdo:

$$\begin{array}{l} As(-) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad a = 3.14\text{cm} \quad Mn = 8.808 \text{ Ton-m} \\ As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad a = 3.14\text{cm} \quad Mn = 8.808 \text{ Ton-m} \end{array}$$

Apoyo derecho:

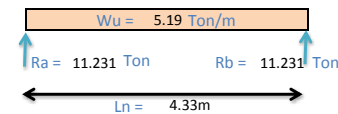
$$\begin{array}{l} As(-) = 11.68 \text{ cm}^2 \quad a = 9.16\text{cm} \quad Mn = 24.243 \text{ Ton-m} \\ As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad a = 3.14\text{cm} \quad Mn = 8.808 \text{ Ton-m} \end{array}$$

-Calculo de la carga correspondiente para el diseño desde el D.C.L.:

$$Wm = 3.10 \text{ Ton} \quad Wv = 1.06 \text{ Ton}$$

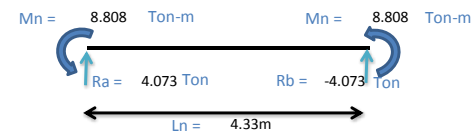
$$Wu = 1.25(Wm + Wv)$$

$$Ra = \frac{W_u Ln}{2}$$

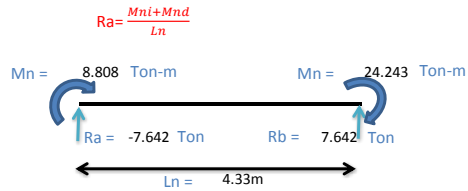


-Momentos Antihorarios:

$$Ra = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{Ln}$$



-Momentos Horarios:



-Para obtener el D.F.C.:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$R_a = 11.231$$

$$R_a = 4.073$$

$$R_b = 11.231$$

$$R_b = -4.073$$

Momentos
Antihorarios

$$V_{ui} = 15.305$$

$$V_{ud} = 7.158$$

$$R_a = 11.2315$$

$$R_a = -7.642$$

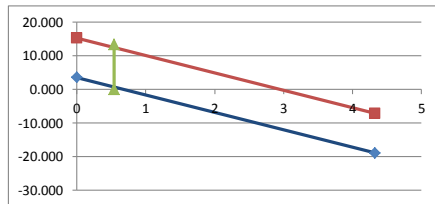
$$R_b = 11.231$$

$$R_b = 7.642$$

Momentos
Horarios

$$V_{ui} = 3.589$$

$$V_{ud} = 18.874$$



Eje X-X	
0	4.33m
3.589	15.305
-18.874	-7.158
A "d" de la cara	
0.54	0.54
0	13.394

Eje Y-Y izq
Eje Y-Y der

-calculo de la cortante Vu de diseño a "d" de la cara:

d = 4.33m	15.305	V _{ui} = 8.147
d = 3.79m	13.3938815	V _u = 13.394

-La resistencia al cortante según el acapite 11.1.1. R.N.E. -E- 060

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s$$

-Cortante del analisis a "d" de la cara:

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 12.55 \text{ Ton}$$

-Cortante del del diseño por capacidad a "d" de la

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 13.39 \text{ Ton}$$

Si "Vc" es menor que "Vu". Se calculara refuerzo transversal

-Calculo de la resistencia que sera aportada por el acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \quad \text{Donde: } \emptyset = 0.85$$

$$V_s = 3.32 \text{ Ton}$$

-Calculo del espaciamento del estribo mínimo:

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

Estribo	Area	# Ramas
3/8"	=0.71cm ²	2

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 97.14 \text{ cm} > S \Rightarrow S_o = 10 \text{ cm}$$

mínimo

-Calculo del espaciamento del estribo máximo:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} b d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$V_s = 3315.21 \text{ Kg} < 25823.63 \text{ Kg} = 1.1 \sqrt{f'c} b d$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = 26 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

-Calculo de las fuerzas cortantes:

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

S = 10	V _s = 3315.2	∅V _s = 2652.17	Kg
S = 15	V _s = 21470.4	∅V _s = 17176.32	Kg
S = 20	V _s = 16102.8	∅V _s = 12882.24	Kg
S = 25	V _s = 12882.2	∅V _s = 10305.79	Kg
S = 30	V _s = 10735.2	∅V _s = 8588.16	Kg

f'cc=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm3
Ø=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

VIGA EJE 5 - 5 TRAMO 2

2Ø 5/8" ØMn =	7.93	7.93	y
L=	0	6.7	x

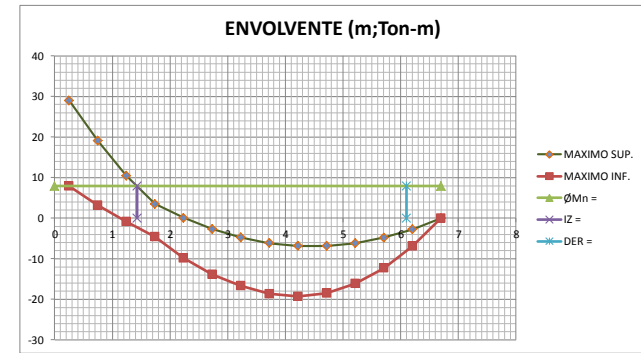
IZ =	1.43	1.43	x
DER =	6.1	6.1	x
	0	7.93	y

Para el calculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

APOYO A		-28.99625
CM	-14.3375	Ton
CV	-4.8603	Ton
SX (RX)	-0.7911	Ton
SY (RY)	-4.999	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-28.33501 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-24.78835 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-28.99625 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-23.20615 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-18.99825 Ton
0.9CM+SX	=	-13.69485 Ton
0.9CM+SY	=	-17.90275 Ton
0.9CM-SX	=	-12.11265 Ton
0.9CM-SY	=	-7.90475 Ton
AS calculado	17.36	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	3	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	4	unidades
AS cantidad	=17.4cm2	=17.4cm2

TRAMO AB		0
CM	0	Ton
CV	0	Ton
SX (RX)	0	Ton
SY (RY)	0	Ton
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

APOYO B		0
CM	0	Ton
CV	0	Ton
SX (RX)	0	Ton
SY (RY)	0	Ton
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	4	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=8.0cm2	=8.0cm2



12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

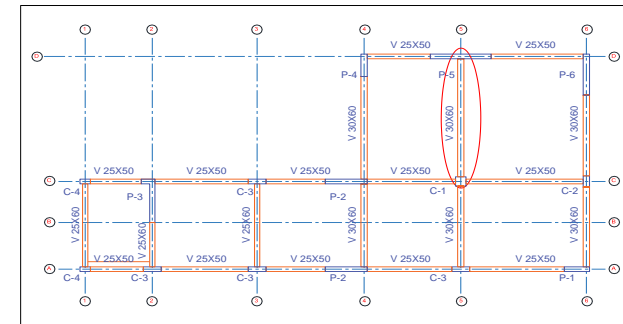
AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	2.00	cm2

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

APOYO A		4.999
CM	-14.3375	Ton
CV	-4.8603	Ton
SX (RX)	0.7911	Ton
SY (RY)	4.999	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-28.33501 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-23.20615 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-18.99825 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-24.78835 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-28.99625 Ton
0.9CM+SX	=	-12.11265 Ton
0.9CM+SY	=	-7.90475 Ton
0.9CM-SX	=	-13.69485 Ton
0.9CM-SY	=	-17.90275 Ton
AS calculado	2.5	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

TRAMO AB		18.63545
CM	9.381	Ton
CV	3.2365	Ton
SX (RX)	0.3651	Ton
SY (RY)	2.3072	Ton
1.4CM+1.7CV	=	18.63545 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	16.136975 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	18.079075 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	15.406775 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	13.464675 Ton
0.9CM+SX	=	8.808 Ton
0.9CM+SY	=	10.7501 Ton
0.9CM-SX	=	8.0778 Ton
0.9CM-SY	=	6.1357 Ton
AS calculado	9.83	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	5	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=10.0cm2	=10.0cm2

APOYO B		0
CM	0	Ton
CV	0	Ton
SX (RX)	0	Ton
SY (RY)	0	Ton
1.4CM+1.7CV	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	0 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	0 Ton
0.9CM+SX	=	0 Ton
0.9CM+SY	=	0 Ton
0.9CM-SX	=	0 Ton
0.9CM-SY	=	0 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2



AS NUDO/3	5.79	cm2
-----------	------	-----

AS min	3.91	cm2
AS NUDO/4	4.34	cm2

AS NUDO/3	2.67	cm2
-----------	------	-----

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

12db=	19.06	cm
d=	54	cm

12db=	19.06	cm
d=	54cm	cm

MOMENTO NEGATIVO 28.99625 2899625

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 29.0Ton-m → 2899625 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 51\text{cm}$ → dos capas

$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$

-Calculo de la cuantia mecánica
 $\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$
 $\omega = 0.23$

-Calculo de la cuantia de diseño
 $\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0113$

-Verificando tipo de falla
 $\rho_{max} \leq 0.75\rho_b$ $\rho_{max} = 0.75\rho_b$
 $0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$
 $0.75\rho_b = 0.016$
 $\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0113 < 0.016$ falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño
 $As_{dis} = \rho b d$
 $As_{dis} = 17.36\text{cm}^2$ $As_{min} < As_{dis}$

-Verificando acero minimo $3.70\text{cm}^2 < 17.36\text{cm}^2$ Usar As dis

$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$
 $As_{min} = 3.70\text{cm}^2$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		3
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm		2
				5

$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 8.7 \Rightarrow 3$
 $As_{proporcionado} = 17.36\text{cm}^2$

-espaciamento de barras
 $S_{max} \geq 2.5\text{cm}$
 $S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$
 $S_{max} = 2.88\text{cm}$
 $2.88\text{cm} \geq 2.50\text{cm}$ Cumple

MOMENTO NEGATIVO 0 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.00Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$

-Calculo de la cuantia mecánica
 $\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$
 $\omega = 0.00$

-Calculo de la cuantia de diseño
 $\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$

-Verificando tipo de falla
 $\rho_{max} \leq 0.75\rho_b$ $\rho_{max} = 0.75\rho_b$
 $0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$
 $0.75\rho_b = 0.016$
 $\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0000 < 0.016$ falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño
 $As_{dis} = \rho b d$
 $As_{dis} = 0.00\text{cm}^2$ $As_{min} < As_{dis}$

-Verificando acero minimo $3.91\text{cm}^2 < 0.00\text{cm}^2$ Usar As min

$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$
 $As_{min} = 3.91\text{cm}^2$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		2
0	=0.00cm ²	D=0.00cm		0
				2

$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 2.0 \Rightarrow 2$
 $As_{proporcionado} = 4.00\text{cm}^2$

-espaciamento de barras
 $S_{max} \geq 2.5\text{cm}$
 $S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$
 $S_{max} = 16.92\text{cm}$
 $16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm}$ Cumple

MOMENTO NEGATIVO 0 0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU = 0.0Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$

-Calculo de la cuantia mecánica
 $\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$
 $\omega = 0.00$

-Calculo de la cuantia de diseño
 $\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$

-Verificando tipo de falla
 $\rho_{max} \leq 0.75\rho_b$ $\rho_{max} = 0.75\rho_b$
 $0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$
 $0.75\rho_b = 0.016$
 $\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$
 $0.0000 < 0.016$ falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño
 $As_{dis} = \rho b d$
 $As_{dis} = 0.00\text{cm}^2$ $As_{min} < As_{dis}$

-Verificando acero minimo $3.91\text{cm}^2 < 0.00\text{cm}^2$ Usar As min

$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$
 $As_{min} = 3.91\text{cm}^2$

usando barras de				Cant
5/8"	=2.00cm ²	D=1.59cm		4
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm		0
				4

$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 2.0 \Rightarrow 4$
 $As_{proporcionado} = 8.00\text{cm}^2$

-espaciamento de barras
 $S_{max} \geq 2.5\text{cm}$
 $S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$
 $S_{max} = 4.58\text{cm}$
 $4.58\text{cm} \geq 2.50\text{cm}$ Cumple

MOMENTO POSITIVO

4.999

499900

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^3$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU= 5.00Ton-m → 499900 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.03$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0015$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0015 < 0.016$$

falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 2.49\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo

$$3.91\text{cm}^2 < 2.49\text{cm}^2 \text{ Usar As min}$$

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=2.00cm ²	D=1.59cm	Cant
5/8"				2
0	=0.00cm ²	D=0.00cm		0
				2

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

AS proporcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92\text{cm}$$

$$16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

MOMENTO POSITIVO

18.63545

1863545

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^3$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU= 18.64Ton-m → 1863545 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.12$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0061$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0061 < 0.016$$

falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 9.83\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo

$$3.91\text{cm}^2 < 9.83\text{cm}^2 \text{ Usar As dis}$$

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=2.00cm ²	D=1.59cm	Cant
5/8"				5
0	=0.00cm ²	D=0.00cm		0
				5

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 4.92 \Rightarrow 5$$

AS proporcionado 10.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 3.04\text{cm}$$

$$3.04\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

MOMENTO POSITIVO

0

0

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^3$
 $\phi = 0.9$
 $B1 = 0.85$

MU= 0.00Ton-m → 0 kg-cm
 $b = 30\text{cm}$
 $h = 60\text{cm}$
 $d = 54\text{cm}$ → una capa

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.00$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy} = 0.0000$$

-Verificando tipo de falla

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.016$$

$$\rho_{diseño} < \rho_{maximo}$$

$$0.0000 < 0.016$$

falla ductil por fluencia del acero

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis} = \rho b d$$

$$As_{dis} = 0.00\text{cm}^2 \quad As_{min} < As_{dis}$$

-Verificando acero minimo

$$3.91\text{cm}^2 < 0.00\text{cm}^2 \text{ Usar As min}$$

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} b d$$

$$As_{min} = 3.91\text{cm}^2$$

usando barras de		=2.00cm ²	D=1.59cm	Cant
5/8"				2
3/4"	=2.84cm ²	D=1.91cm		0
				2

$$\#barras = \frac{As_{diseño}}{As_{barra}} = 1.96 \Rightarrow 2$$

AS proporcionado 4.00cm²

-espaciamento de barras

$$S_{max} \geq 2.5\text{cm}$$

$$S_{max} = \frac{b - (2r + 2\phi_{estribo} + \#veces\phi_{barra})}{\#barras - 1}$$

$$S_{max} = 16.92\text{cm}$$

$$16.92\text{cm} \geq 2.50\text{cm} \text{ Cumple}$$

F'c=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm3
Ø=	0.9	
B1=	0.85	
b=	30cm	
h=	60cm	
d=	54cm	

VIGA EJE 5 – 5 TRAMO 2

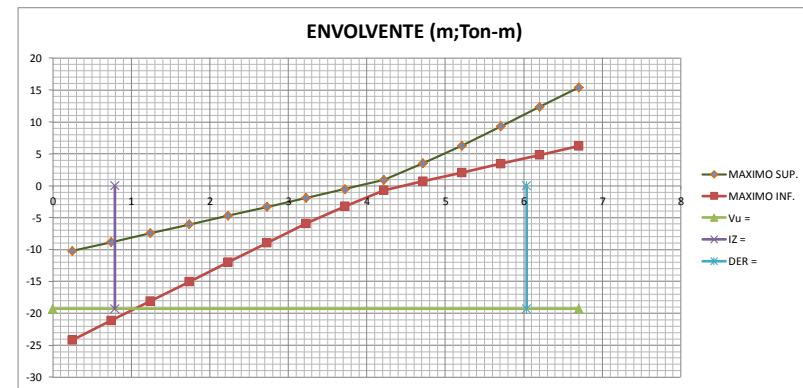
Vu =	-19.3	-19.3	y
L =	0	6.7	x

IZ =	0.79	0.79	x
DER =	6.035	6.035	x
	0	-19.3	y

Para el cálculo del acero negativo considerar los momentos como indican en el diagrama de momentos

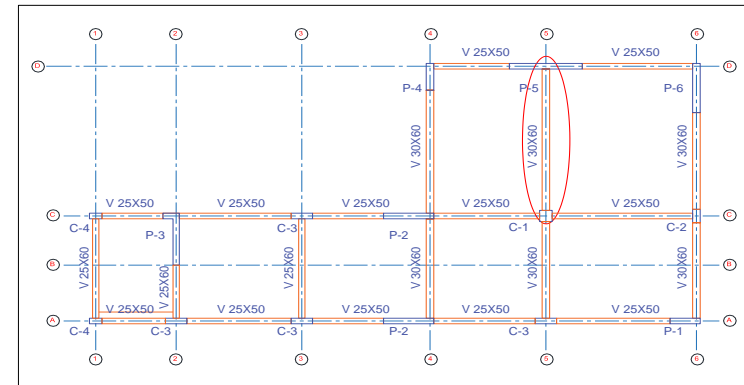
APOYO A		-10.20797
CM	-12.2033	Ton
CV	-4.172	Ton
SX (RX)	0.1226	Ton
SY (RY)	0.775	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-24.17702 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-20.346525 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-19.694125 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-20.591725 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-21.244125 Ton
0.9CM+SX	=	-10.86037 Ton
0.9CM+SY	=	-10.20797 Ton
0.9CM-SX	=	-11.10557 Ton
0.9CM-SY	=	-11.75797 Ton
AS calculado	17.36	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	9	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	4	unidades
AS cantidad	=17.4cm2	=17.4cm2

APOYO B		15.39114
CM	7.7576	Ton
CV	2.665	Ton
SX (RX)	0.1226	Ton
SY (RY)	0.775	Ton
1.4CM+1.7CV	=	15.39114 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	13.15085 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	13.80325 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	12.90565 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	12.25325 Ton
0.9CM+SX	=	7.10444 Ton
0.9CM+SY	=	7.75684 Ton
0.9CM-SX	=	6.85924 Ton
0.9CM-SY	=	6.20684 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	4	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=8.0cm2	=8.0cm2



		-24.17702
CM	-12.2033	Ton
CV	-4.172	Ton
SX (RX)	-0.1226	Ton
SY (RY)	-0.775	Ton
1.4CM+1.7CV	=	-24.17702 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	-20.591725 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	-21.244125 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	-20.346525 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	-19.694125 Ton
0.9CM+SX	=	-11.10557 Ton
0.9CM+SY	=	-11.75797 Ton
0.9CM-SX	=	-10.86037 Ton
0.9CM-SY	=	-10.20797 Ton
AS calculado	2.5	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	0	=0.00cm2 D=0.00cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2

		6.20684
CM	7.7576	Ton
CV	2.665	Ton
SX (RX)	-0.1226	Ton
SY (RY)	-0.775	Ton
1.4CM+1.7CV	=	15.39114 Ton
1.25(CM+CV)+SX	=	12.90565 Ton
1.25(CM+CV)+SY	=	12.25325 Ton
1.25(CM+CV)-SX	=	13.15085 Ton
1.25(CM+CV)-SY	=	13.80325 Ton
0.9CM+SX	=	6.85924 Ton
0.9CM+SY	=	6.20684 Ton
0.9CM-SX	=	7.10444 Ton
0.9CM-SY	=	7.75684 Ton
AS calculado	0.00	cm2
Diametro (calculo)	5/8"	=2.00cm2 D=1.59cm
Cantidad (calculo)	2	unidades
Diametro (calculo)	3/4"	=2.84cm2 D=1.91cm
Cantidad (calculo)	0	unidades
AS cantidad	=4.0cm2	=4.0cm2



DISEÑO POR CORTE

$f'c =$	210	kg/cm ²	$L_n =$	4.33m
$F_y =$	4200	kg/cm ³		
$\phi =$	0.9			
$B1 =$	0.85			
$b =$	30cm			
$h =$	60cm			
$d =$	54cm			
	51cm			

		Refuerzo longitudinal
ϕ	5/8"	=2.00cm ² D=1.59cm
		refuerzo transversal
ϕ	3/8"	=0.71cm ² D=0.95cm

-Para vigas sismicas según el acapite 21.4.4.4 R.N.E. -E- 060 los requisitos mínimos

Zona de confinamiento = 2h = 120cm

$$-S_0 \left[\begin{array}{l} \text{a) } \frac{d}{4} = 13\text{cm} \\ \text{b) } 10db = 16\text{cm} \\ \text{c) } 24de = 23\text{cm} \\ \text{d) } 30\text{cm} \end{array} \right] S_0 = 13\text{cm} \Rightarrow 10\text{cm}$$

$$-S_{max} = \frac{d}{2} = 26\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm}$$

-Disposicion de los estribos

ϕ 1@ 0.05 ; 12 @ 10cm ; Resto @ 25cm

-Cosiderando la fuerza cortante mayor del analisis y amplificación de cargas a la cara de la columna y placa



$V_u = 24.18 \text{ Ton}$

-Entonces la cortante a "d" de la cara

$V_u = 19.30 \text{ Ton}$

-Calculo de la resistencia al corte proporcionado por el concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 19.30 \text{ Ton}$

$\phi V_n \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s$

Si el cortante que aporta el concreto es mayor a "Vu". Se dispondra de los requisitos mínimos por corte de la norma E-060

-Para una viga sismica según el acapite 21.4 R.N.E. -E-060

El diseño por corte de la viga se diseñara con una resistencia mayor al diseño por flexion a partir de las siguientes expresiones dadas por la norma:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} \quad V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

Apoyo izquierdo:

$As(-) = 3 \phi 5/8" = 17.36 \text{ cm}^2$
 $As(+) = 4 \phi 3/4" = 4.00 \text{ cm}^2$
 $As(+) = 2 \phi 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2$

Apoyo derecho:

$As(-) = 4 \phi 5/8" = 8.00 \text{ cm}^2$
 $0 \phi 3/4"$
 $As(+) = 2 \phi 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2$
 $0 \phi 3/4"$

-Calculo de momentos nominales

$$M_n = As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{As f_y}{0.85 f'c b}$$

Apoyo izquierdo:

$As(-) = 17.36 \text{ cm}^2 \quad a = 13.62\text{cm} \quad M_n = 32.221 \text{ Ton-m}$
 $As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad a = 3.14\text{cm} \quad M_n = 8.808 \text{ Ton-m}$

Apoyo derecho:

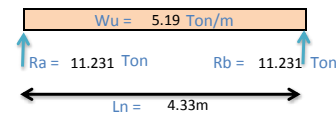
$As(-) = 8.00 \text{ cm}^2 \quad a = 6.27\text{cm} \quad M_n = 17.090 \text{ Ton-m}$
 $As(+) = 4.00 \text{ cm}^2 \quad a = 3.14\text{cm} \quad M_n = 8.808 \text{ Ton-m}$

-Calculo de la carga correspondiente para el diseño desde el D.C.L.:

$W_m = 3.10 \text{ Ton} \quad W_v = 1.06 \text{ Ton}$

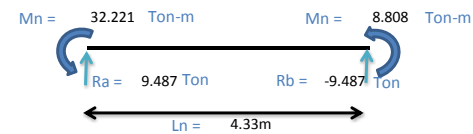
$W_u = 1.25(W_m + W_v)$

$R_a = \frac{W_u L_n}{2}$

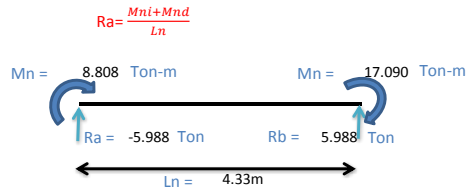


-Momentos Antihorarios:

$$R_a = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n}$$



-Momentos Horarios:



-Para obtener el D.F.C.:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$R_a = 11.231$$

$$R_a = 9.487$$

$$R_b = 11.231$$

$$R_b = -9.487$$

Momentos
Antihorarios

$$V_{ui} = 20.718$$

$$V_{ud} = 1.745$$

$$R_a = 11.2315$$

$$R_a = -5.988$$

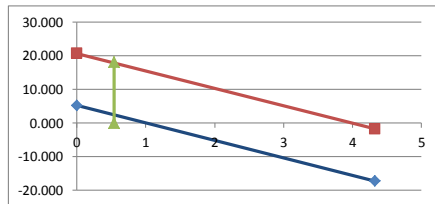
$$R_b = 11.231$$

$$R_b = 5.988$$

Momentos
Horarios

$$V_{ui} = 5.243$$

$$V_{ud} = 17.220$$



-calculo de la cortante Vu de diseño a "d" de la cara:

d = 4.33m	20.718	V _{ui} = 18.973
d = 3.79m	18.1313807	V _u = 18.131

-La resistencia al cortante según el acapite 11.1.1. R.N.E. -E- 060

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s$$

-Cortante del analisis a "d" de la cara:

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 19.30 \text{ Ton}$$

-Cortante del del diseño por capacidad a "d" de la

$$V_c = 12.44 \text{ Ton} < V_u = 18.13 \text{ Ton}$$

Si "Vc" es menor que "Vu". Se calculara refuerzo transversal

-Calculo de la resistencia que sera aportada por el acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \quad \text{Donde: } \emptyset = 0.85$$

$$V_s = 10.26 \text{ Ton}$$

-Calculo del espaciamiento del estribo mínimo:

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

Estribo	Area	# Ramas
3/8"	=0.71cm ²	2

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 31.38 \text{ cm} > S \Rightarrow S_o = 10 \text{ cm}$$

mínimo

-Calculo del espaciamiento del estribo máximo:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} b d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$V_s = 10263.59 \text{ Kg} < 25823.63 \text{ Kg} = 1.1 \sqrt{f'c} b d$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = 26 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

-Calculo de las fuerzas cortantes:

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

S = 10	V _s = 10263.6	∅V _s = 8210.87	Kg
S = 15	V _s = 21470.4	∅V _s = 17176.32	Kg
S = 20	V _s = 16102.8	∅V _s = 12882.24	Kg
S = 25	V _s = 12882.2	∅V _s = 10305.79	Kg
S = 30	V _s = 10735.2	∅V _s = 8588.16	Kg

Eje X-X

0	4.33m
---	-------

5.243	20.718
-------	--------

-17.220	-1.745
---------	--------

A "d" de la cara

0.54	0.54
------	------

0	18.131
---	--------

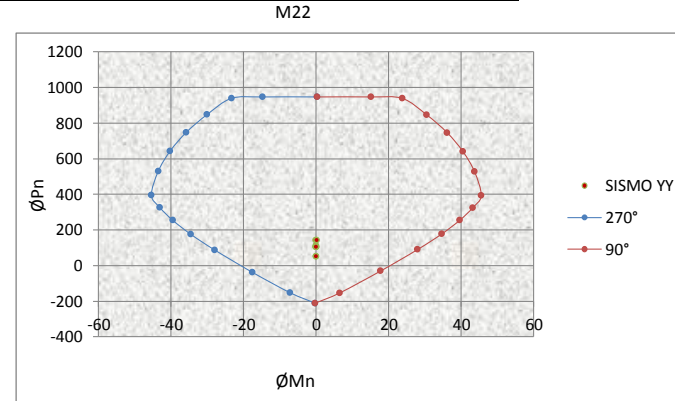
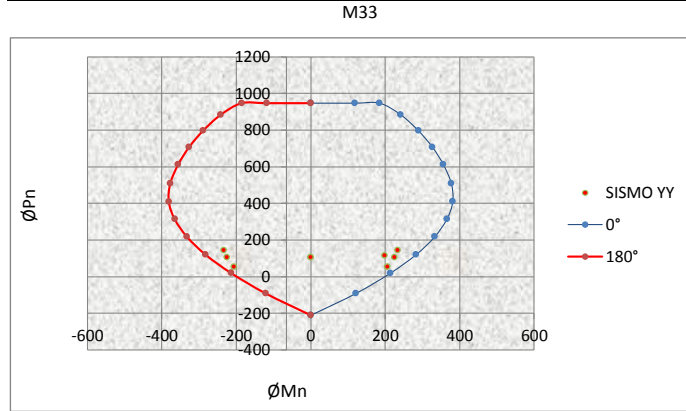
Eje Y-Y izq

Eje Y-Y der

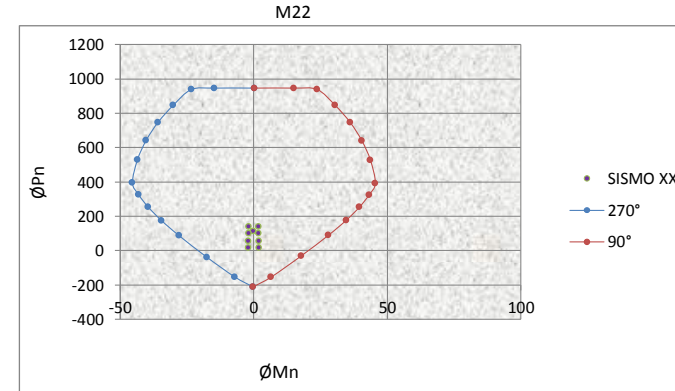
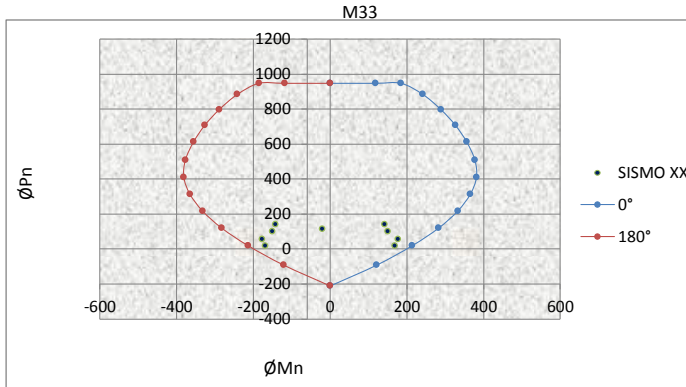
ANEXO E

**Ejemplo de cálculo de la placa 3 para el modelado E-030-
2006**

SISMO YY



SISMO XX



CARGA	CARGA	P	V22	V33	T	M22	M33
DEAD	DEAD	-64.9178	-0.5469	-0.0088	-0.0106	-0.0626	-10.4596
LIVA	LIVA	-13.2918	-0.1339	-0.0027	-0.002	-0.0174	-3.4851
RX	RX	41.7242	34.6182	0.3387	0.3949	1.913	159.674
RY	RY	45.5682	46.9341	0.0172	0.0915	0.0443	215.81

	COMBO	P	M22	M33
		14CM+1.7CV	113.4810	-0.1172
SISMOXX	1.25(CM+CV)+SX	139.4862	1.8130	142.2431
	1.25(CM+CV)-SX	56.0378	-2.0130	-177.1049
	0.9CM+SX	100.1502	1.8567	150.2604
	0.9CM-SX	16.7018	-1.9693	-169.0876
SISMOYY	1.25(CM+CV)+SY	143.3302	-0.0557	198.3791
	1.25(CM+CV)-SY	52.1938	-0.1443	-233.2409
	0.9CM+SY	103.9942	-0.0120	206.3964
	0.9CM-SY	103.9942	-0.1006	-225.2236

CALCULO DE LA PLACA P3

$f'c=$	210 kg/cm ²		
$Fy=$	4200 kg/cm ³		
$\emptyset=$	0.85		
$Lm =$	2.20m	$Mu=$	215.81Ton-m
$Hm =$	14.50m	$Mua=$	233.24Ton-m
$t=$	0.25m	$Mn=$	296.33Ton-m
$Vu =$	46.93Ton		

-Diseño por capacidad

$$V_{capacidad} = f \times Vu_{sismo} \rightarrow \left(\frac{Mn}{Mu}\right) \times Vu_{sismo}$$

Según RNE E-060. Acapite 21.9.5.3.

$$\left(\frac{Mu}{4Vu}\right) = \left(\frac{215.81}{187.74}\right) = 1.15m$$

*segun norma
se escogera el
mayor*

"h" 2 pisos = 6.40m

Entonces el "Vu" del diseño por capacidad sera:

$$Vu = V_{capacidad} = \left(\frac{Mn}{Mua}\right) \times Vu_{sismo}$$
$$Vu = \left(\frac{296.33}{233.24}\right) \times 46.93 = 59.63Ton$$

Resistencia al corte RNE E-060. Acapite 11.1.1

$$\emptyset Vn \geq Vu$$

$$\emptyset Vc = 0.85 \alpha \sqrt{f'c} b d$$

Según RNE E-060. Acapite 11.10.5 Anexo II

$$\alpha = 0.8; \text{ Si } \frac{hm}{hl} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.53; \text{ Si } \frac{hm}{hl} \geq 2$$

Entonces " α " sera:

$$\frac{hm}{hl} = \frac{14.50}{2.20} = 6.59m$$

$$\alpha = 0.53$$

La resistencia al corte del concreto es:

$$\emptyset Vc = 0.85 \alpha \sqrt{f'c} b d$$

$$\emptyset Vc = 28.72Ton$$

La cuantia a usar según la condicion:

Condicion	ρ_h	ρ_v
-----------	----------	----------

$$\begin{aligned}
 V_u \leq \frac{\phi V_c}{2} & \quad 0.002 \quad 0.0015 \\
 \frac{\phi V_c}{2} < V_u < \phi V_c & \quad 0.0025 \quad 0.002 \\
 V_u \geq \phi V_c & \quad 0.0025 \quad 0.0025
 \end{aligned}$$

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

-Calculo del area de acero:

Calculo del area de acero horizontal por metro de muro:

$$A_{sh} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Usando 2
mallas de:*

$\phi =$	3/8"
$A_s \phi =$	0.71 cm ²

Calculo del espaciamiento:

$$S_h = \left(\frac{1.42 \text{ cm}^2}{6.25 \text{ cm}^2} \right) = 23 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Calculo del area de acero vertical por metro de muro:

$$A_{sv} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Usando 2
mallas de:*

$\phi =$	1/2"
$A_s \phi =$	1.29 cm ²

Calculo del espaciamiento:

$$S_v = \left(\frac{2.58 \text{ cm}^2}{6.25 \text{ cm}^2} \right) = 41 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

-Calculo de la cortante tomada por el acero:

$$V_s = \left(\frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \right) = \left(\frac{30.90}{0.85} \right) = 36.36 \text{ Ton} \quad 36358.45 \text{ Kg}$$

Calculo del espaciamiento:

*Usando 2
mallas de:*

$\phi =$	1/2"
$A_s \phi =$	1.29 cm ²

$$V_s = \left(\frac{A_{sh} \times f_y \times d}{s} \right) \rightarrow s = 52 \text{ cm}$$

espaciamiento maximo según norma :

$$S = 40 \text{ cm}$$

$$S = 3t = 75 \text{ cm}$$

Calculo del espaciamiento a usar sera:

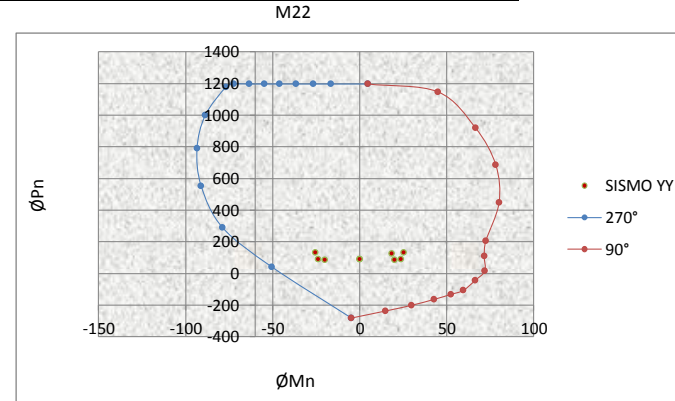
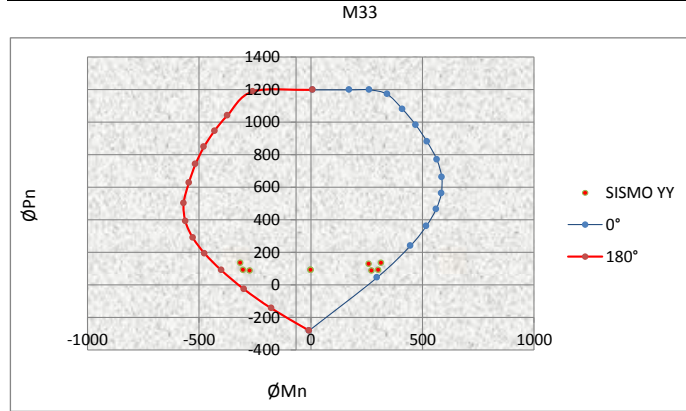
$$S_h = 20 \text{ cm}$$

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

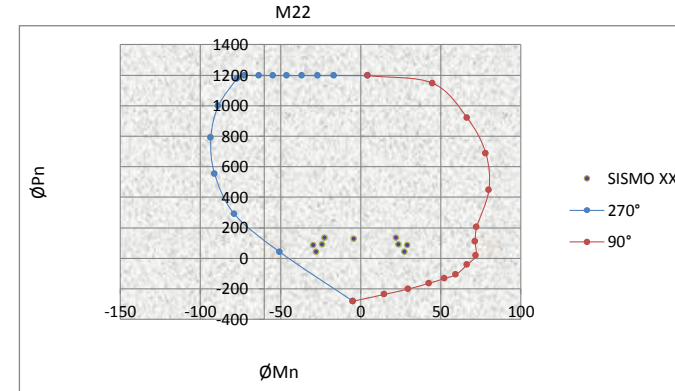
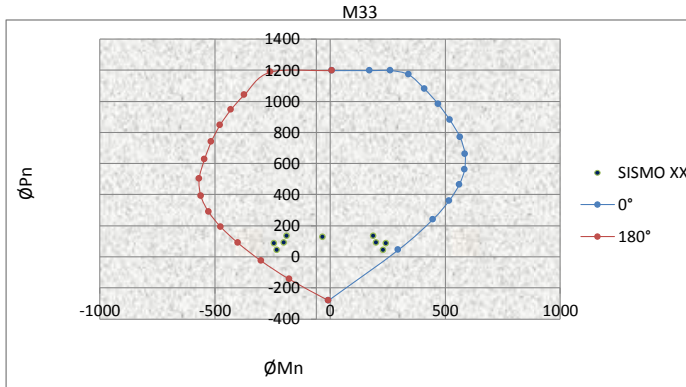
ANEXO F

**Ejemplo de cálculo de la placa 3 para el modelado E-030-
2016**

SISMO YY



SISMO XX



CARGA	CARGA	P	V22	V33	T	M22	M33
DEAD	DEAD	-73.1202	-0.5486	-0.3745	-0.3636	-2.1126	-16.3626
LIVA	LIVA	-14.1337	-0.1344	-0.1267	-0.119	-0.7006	-5.4485
RX	RX	24.7766	34.6853	7.7175	7.3504	25.77	215.5725
RY	RY	24.0203	47.0199	3.1439	5.0617	21.876	287.8127

	COMBO	P	M22	M33
		14CM+1.7CV	126.3956	-4.1487
SISMOXX	1.25(CM+CV)+SX	133.8440	22.2535	188.3086
	1.25(CM+CV)-SX	84.2908	-29.2865	-242.8364
	0.9CM+SX	90.5848	23.8687	200.8462
	0.9CM-SX	41.0316	-27.6713	-230.2988
SISMOYY	1.25(CM+CV)+SY	133.0877	18.3595	260.5488
	1.25(CM+CV)-SY	85.0471	-25.3925	-315.0766
	0.9CM+SY	89.8285	19.9747	273.0864
	0.9CM-SY	89.8285	-23.7773	-302.5390

CALCULO DE LA PLACA P3

f'c=	210 kg/cm ²		
Fy=	4200 kg/cm ³		
Ø=	0.85		
Lm =	2.35m	Mu=	287.81Ton-m
Hm =	14.50m	Mua=	315.08Ton-m
t=	0.25m	Mn=	342.98Ton-m
Vu =	47.02Ton		

-Diseño por capacidad

$$V_{capacidad} = f \times Vu_{sismo} \rightarrow \left(\frac{Mn}{Mu}\right) \times Vu_{sismo}$$

Según RNE E-060. Acapite 21.9.5.3.

$$\left(\frac{Mu}{4Vu}\right) = \left(\frac{287.81}{188.08}\right) = 1.53m$$

segun norma se escogera el mayor

"h" 2 pisos= 6.40m

Entonces el "Vu" del diseño por capacidad sera:

$$Vu = V_{capacidad} = \left(\frac{Mn}{Mua}\right) \times Vu_{sismo}$$

$$Vu = \left(\frac{342.98}{315.08}\right) \times 47.02 = \span style="background-color: #ffff00; padding: 2px;">51.18Ton$$

Resistencia al corte RNE E-060. Acapite 11.1.1

$$\text{Ø} Vn \geq Vu$$

$$\text{Ø} Vc = 0.85 \alpha \sqrt{f'c} b d$$

Según RNE E-060. Acapite 11.10.5 Anexo II

$$\alpha = 0.8; \text{ Si } \frac{hm}{hl} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.53; \text{ Si } \frac{hm}{hl} \geq 2$$

Entonces "α" sera:

$$\frac{hm}{hl} = \frac{14.50}{2.35} = 6.17m$$

$$\alpha = 0.53$$

La resistencia al corte del concreto es:

$$\text{Ø} Vc = 0.85 \alpha \sqrt{f'c} b d$$

$$\text{Ø} Vc = \span style="background-color: #ffff00; padding: 2px;">30.68Ton < Vu = \span style="background-color: #ffff00; padding: 2px;">51.18Ton > \span style="background-color: #ffff00; padding: 2px;">\frac{Vu}{2} = 15.34$$

La cuantía a usar según la condición:

Condición	ρ_h	ρ_v
$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$	0.002	0.0015
$\frac{\phi V_c}{2} < V_u < \phi V_c$	0.0025	0.002
$V_u \geq \phi V_c$	0.0025	0.0025

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

-Cálculo del área de acero:

Cálculo del área de acero horizontal por metro de muro usando cuantía mínima:

$$A_{sh} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Usando 2
mallas de:*

$\phi =$	3/8"
$A_s \phi =$	0.71 cm ²

Cálculo del espaciamiento:

$$S_h = \left(\frac{1.42 \text{ cm}^2}{6.25 \text{ cm}^2} \right) = 23 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero vertical por metro de muro usando cuantía mínima:

$$A_{sv} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Usando 2
mallas de:*

$\phi =$	3/8"
$A_s \phi =$	0.71 cm ²

Cálculo del espaciamiento:

$$S_v = \left(\frac{1.42 \text{ cm}^2}{6.25 \text{ cm}^2} \right) = 23 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

-Cálculo de la cortante que tomara el acero por capacidad:

$$V_s = \left(\frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \right) = \left(\frac{20.50}{0.85} \right) = 24.12 \text{ Ton} = 24117.95 \text{ Kg}$$

Cálculo del espaciamiento de acero horizontal:

*Usando 2
mallas de:*

$\phi =$	3/8"
$A_s \phi =$	0.71 cm ²

$$V_s = \left(\frac{A_{sh} \times f_y \times d}{s_h} \right) \rightarrow s_h = 46 \text{ cm}$$

espaciamiento máximo según norma :

$$S = 40 \text{ cm}$$

$$S = 3t = 75 \text{ cm}$$

Cálculo del espaciamiento a usar será:

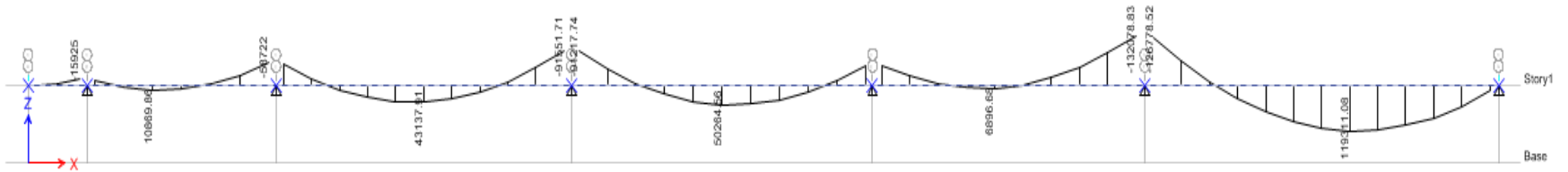
$$S_h = 20 \text{ cm}$$

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

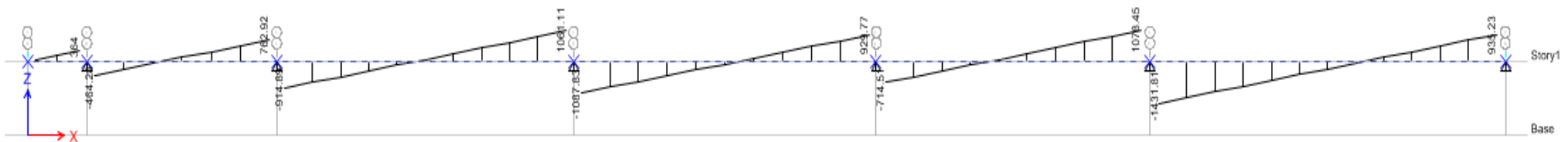
ANEXO G

Ejemplo de cálculo de la losa aligerada

MOMENTO FLECTOR DE LA LOSA (Kg-cm)



FUERZA CORTANTE DE LA LOSA (Kg)



DISEÑO DE LOSA ALIGERADA TRAMO 6

$F'c =$ 210 Kg-cm
 $Fy =$ 4200 Kg-cm
 $\phi =$ 0.9
 $B1 =$ 0.9
 $b (-) =$ 10 cm
 $b (+) =$ 40 cm
 $h =$ 20 cm
 $d =$ 17 cm

$M(-) =$ 126778.52 Kg-cm
 $M(+) =$ 119311.08 Kg-cm
 $M(-) =$ 0 Kg-cm

-Calculo de la cuantia máxima

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

$$0.75\rho_b = 0.75 \times 0.85 \times B_1 \times \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$0.75\rho_b = 0.017$$

APOYO

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega_1 = 0.28$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy}$$

$$\rho_1 = 0.014 < 0.017$$

Falla ductil

-Calculo del área del acero mínimo

$$As_{min} = 1.6 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} bd$$

$$As_{min} = 0.94 \text{cm}^2$$

-Calculo del área del acero

$$As_{dis} = \rho bd$$

$$As_{cal1} = 2.36 \text{cm}^2$$

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis1} = 2.36 \text{cm}^2$$

1/2"	=1.29cm ²	1.29cm ²
1/2"	=1.29cm ²	1.29cm ²
acero proporcionado =		2.58cm ²

TRAMO

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega_2 = 0.06$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy}$$

$$\rho_2 = 0.003 < 0.017$$

Falla ductil

-Calculo del área del acero mínimo

$$As_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} bd$$

$$As_{min} = 0.47 \text{cm}^2$$

-Calculo del área del acero

$$As_{dis} = \rho bd$$

$$As_{cal2} = 1.92 \text{cm}^2$$

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis2} = 1.92 \text{cm}^2$$

1	1/2"	=1.29cm ²	1.29cm ²
1	3/8"	=0.71cm ²	0.71cm ²
acero proporcionado =			2.00cm ²

APOYO

-Calculo de la cuantia mecánica

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{Mu \times 1.7}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega_3 = 0.00$$

-Calculo de la cuantia de diseño

$$\rho = \frac{\omega f'c}{Fy}$$

$$\rho_3 = 0.000 < 0.017$$

Falla ductil

-Calculo del área del acero mínimo

$$As_{min} = 1.6 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} bd$$

$$As_{min} = 0.94 \text{cm}^2$$

-Calculo del área del acero

$$As_{dis} = \rho bd$$

$$As_{cal3} = 0.00 \text{cm}^2$$

-Calculo del área del acero de diseño

$$As_{dis3} = 0.94 \text{cm}^2$$

1	1/2"	=1.29cm ²	1.29cm ²
1	0	=0.00cm ²	0.00cm ²
acero proporcionado =			1.29cm ²

ANEXO H
METRADOS E-030-2006

ANEXO I
METRADOS E-030-2016

ANEXO J
ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

ANEXO K
PRESUPUESTO E-030-2006

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
 TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO:	COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030-2006-20016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO					
TESISTA:	BACH. RETAMOZO CLAROS, Franc Geovani					
ITEM	DESCRIPCION	U.M	CANTIDAD	P.U (S/)	PARCIAL (S/)	TOTAL (S/)
1	CONCRETO ARMADO					110943.917
1.1	PLACAS					
	Concreto Premezclado f'c =210 kg/cm2	M3	28.82	280.97	8097.239	
	Encofrado y desencofrado de Viga y corte	M2	204.70	34.034	6966.728	
	Acero fy=4200 kg/cm2	Kg	3019.336	2.90	8763.868	
1.2	COLUMNAS					
	Concreto Premezclado f'c =210 kg/cm2	M3	21.605	283.83	6132.109	
	Encofrado y desencofrado de Viga y corte	M2	184.000	37.46	6893.376	
	Acero fy=4200 kg/cm2	Kg	3048.000	2.90	8847.068	
1.3	VIGAS					
	Concreto Premezclado f'c =210 kg/cm2	M3	67.48	283.83	19153.509	
	Encofrado y desencofrado de Viga y corte	M2	563.98	39.038	22016.598	
	Acero fy=4200 kg/cm2	Kg	8293.796	2.90	24073.421	
						110943.917

ANEXO L
PRESUPUESTO E-030-2016

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
 TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

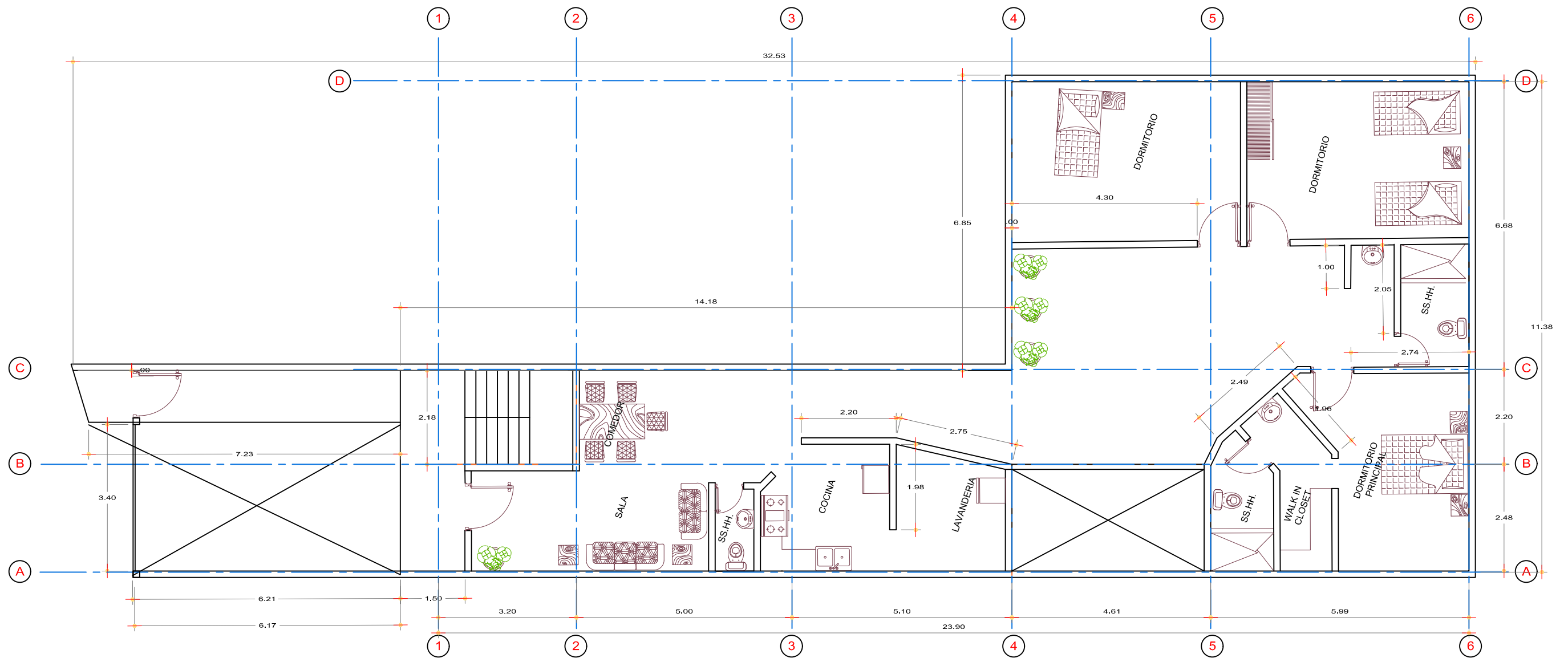
PROYECTO:	COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030-2006-20016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO					
TESISTA:	BACH. RETAMOZO CLAROS, Franc Geovani					
ITEM	DESCRIPCION	U.M	CANTIDAD	P.U (S/)	PARCIAL (S/)	TOTAL (S/)
1	CONCRETO ARMADO					132233.455
1.1	PLACAS					
	Concreto Premezclado f'c =210 kg/cm2	M3	55.028	280.97	15461.144	
	Encofrado y desencofrado de Viga y corte	M2	373.175	34.034	12700.581	
	Acero fy=4200 kg/cm2	Kg	6653.44	2.90	19312.166	
1.2	COLUMNAS					
	Concreto Premezclado f'c =210 kg/cm2	M3	22.185	283.83	6296.729	
	Encofrado y desencofrado de Viga y corte	M2	179.400	37.464	6721.042	
	Acero fy=4200 kg/cm2	Kg	3465.613	2.90	10059.226	
1.3	VIGAS					
	Concreto Premezclado f'c =210 kg/cm2	M3	62.862	283.83	17841.868	
	Encofrado y desencofrado de Viga y corte	M2	563.980	39.038	22016.598	
	Acero fy=4200 kg/cm2	Kg	7518.859	2.90	21824.103	
						132233.455

ANEXO M
Estudio de mecánica de suelos

ANEXO N
Plano de ubicación y localización

ANEXO O

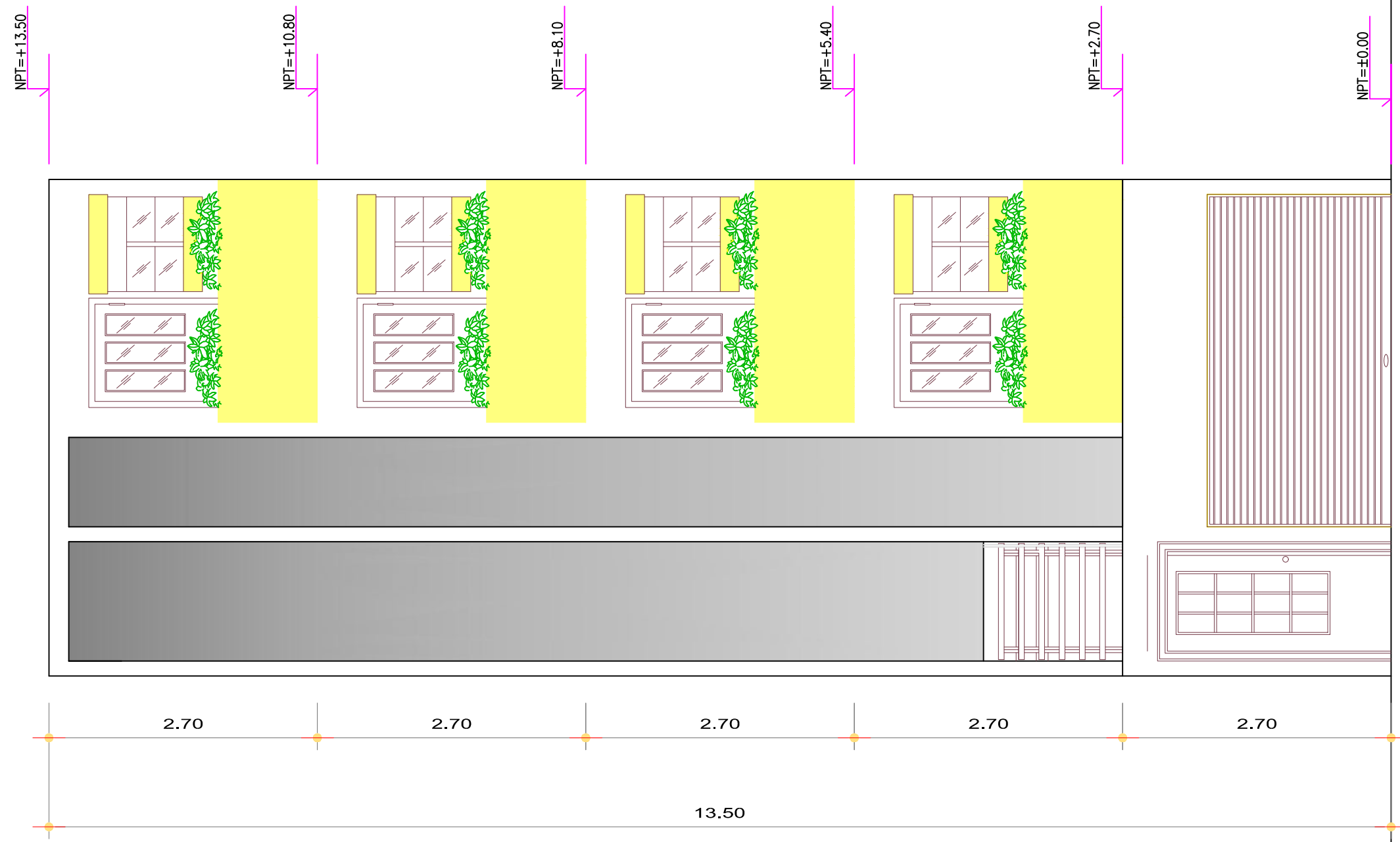
Planos de arquitectura (planta y elevación)



PLANO: PLANTA



Proyecto: COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO	
Tesisista: Bach. Franc G. Retamozo Claros	
Plano: Arquitectura	Fecha: Enero 2017
Escala: 1/100	PLANTA



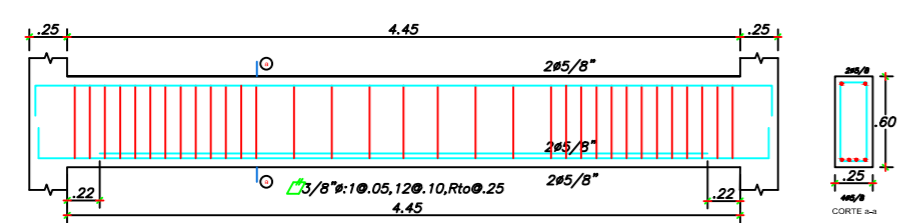
PLANO: ELEVACIÓN



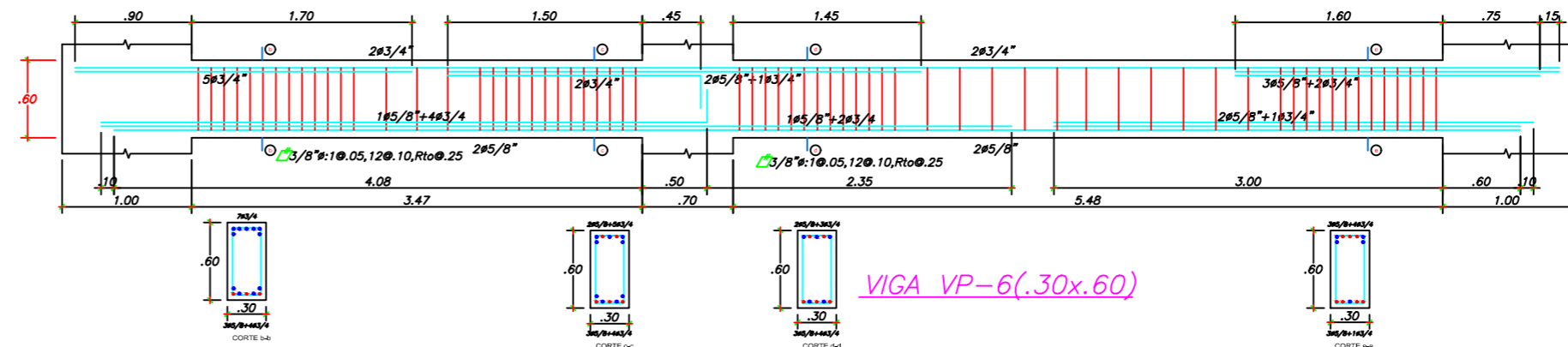
Proyecto: COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO
 Tesista: Bach. Franc G. Retamozo Claros
 Plano: Arquitectura Fecha: Enero 2017
 Escala: 1/50 ELEVACIÓN

A-2

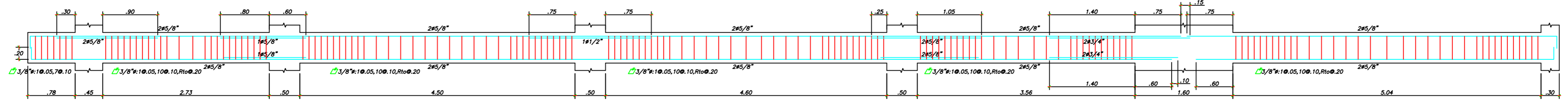
ANEXO P
Plano de vigas



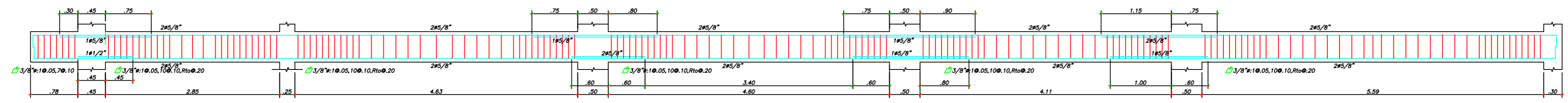
VIGA VP-3(.30x.60)



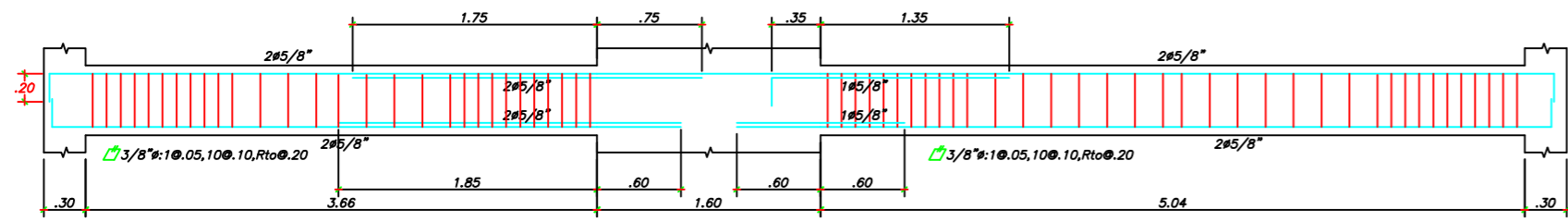
VIGA VP-6(.30x.60)



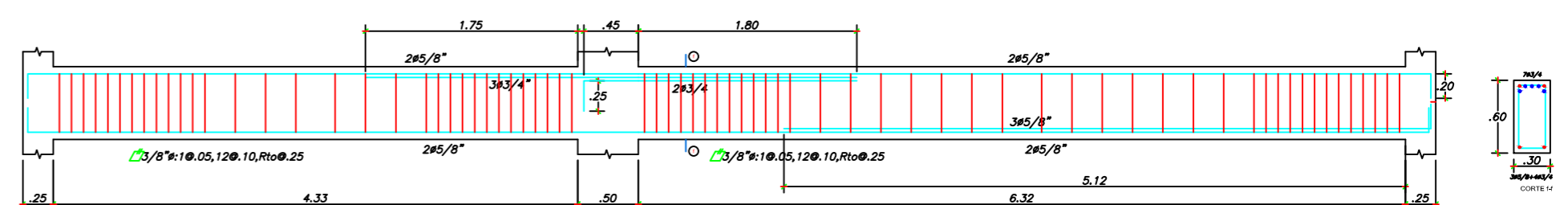
VIGA VS-1(.25x.50)



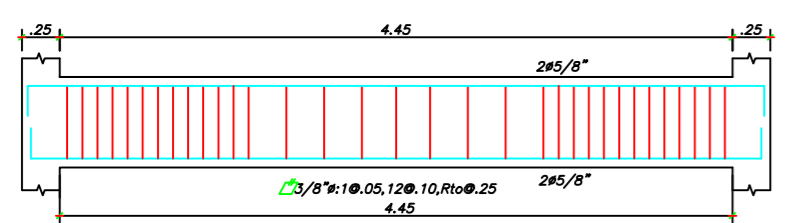
VIGA VS-3(.25x.50)



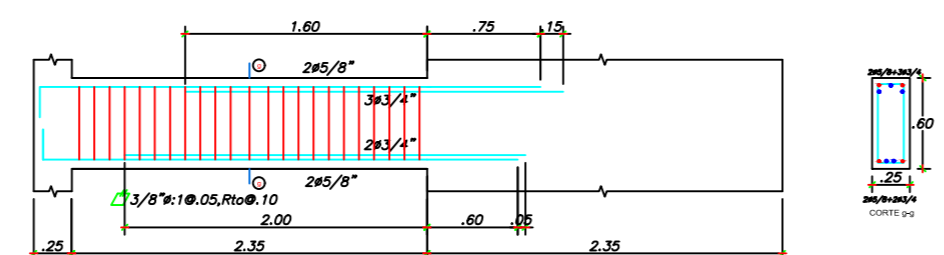
VIGA VS-4(.25x.50)



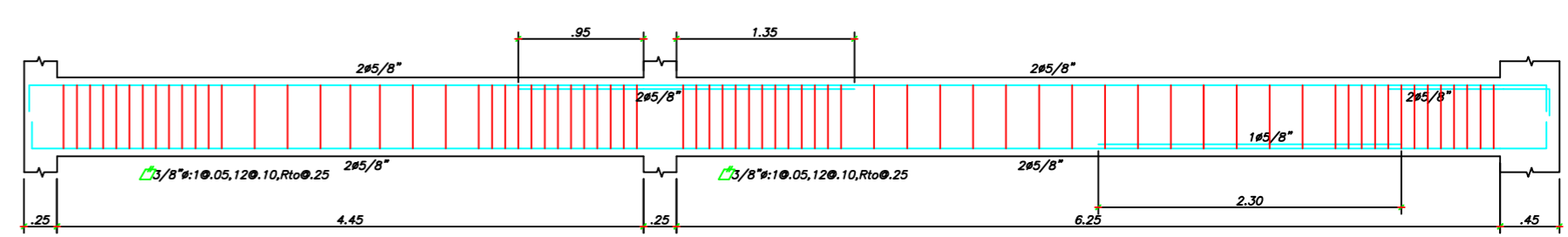
VIGA VP-5(.30x.60)



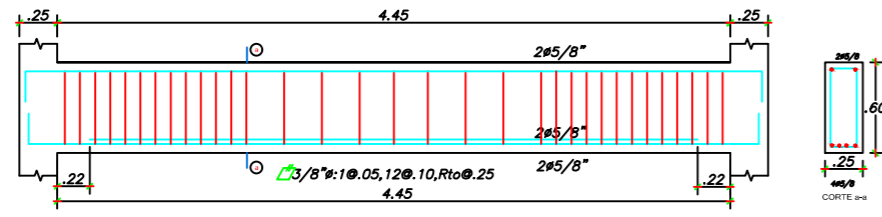
VIGA VP-1(.25x.60)



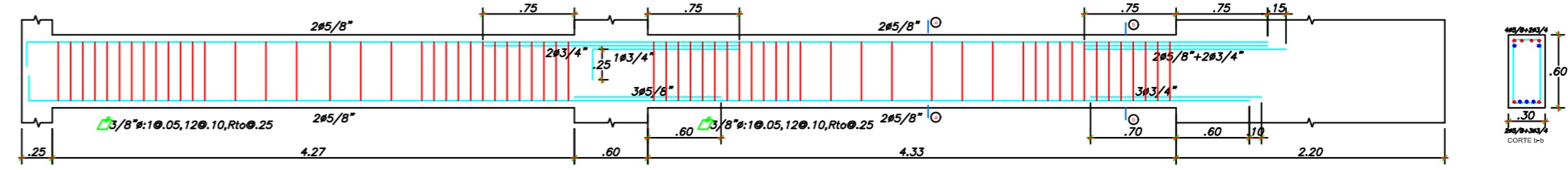
VIGA VP-2(.25x.60)



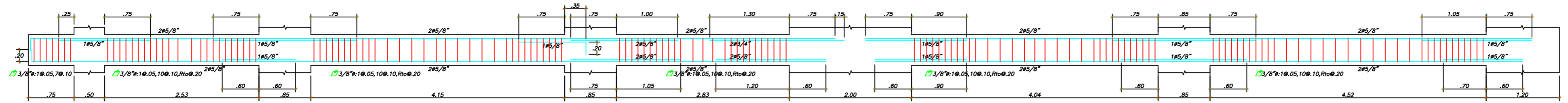
VIGA VP-4(.30x.60)



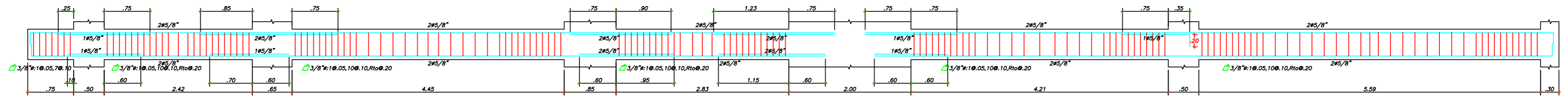
VIGA VP-3(.25x.60)



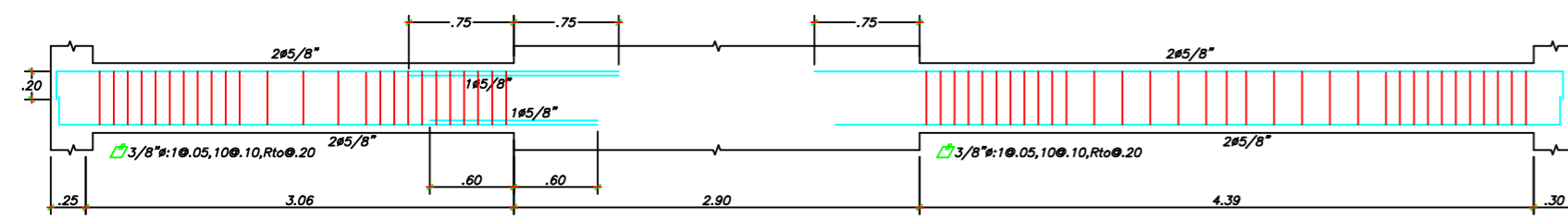
VIGA VP-6(.30x.60)



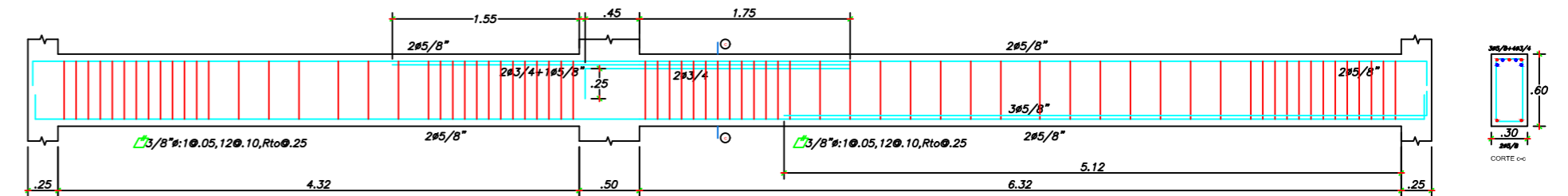
VIGA VS-1(.25x.50)



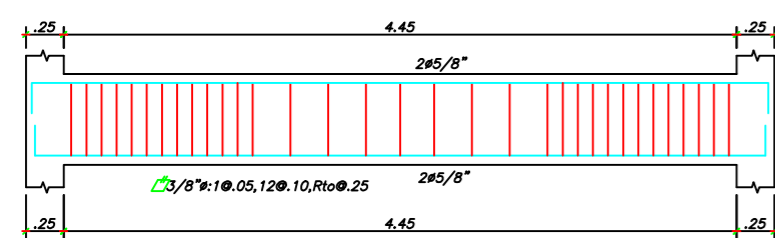
VIGA VS-3(.25x.50)



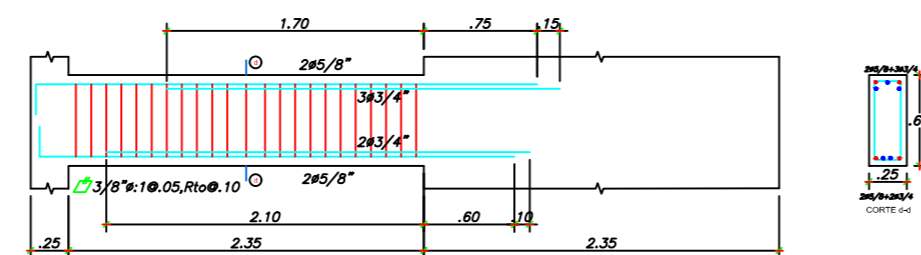
VIGA VS-4(.25x.50)



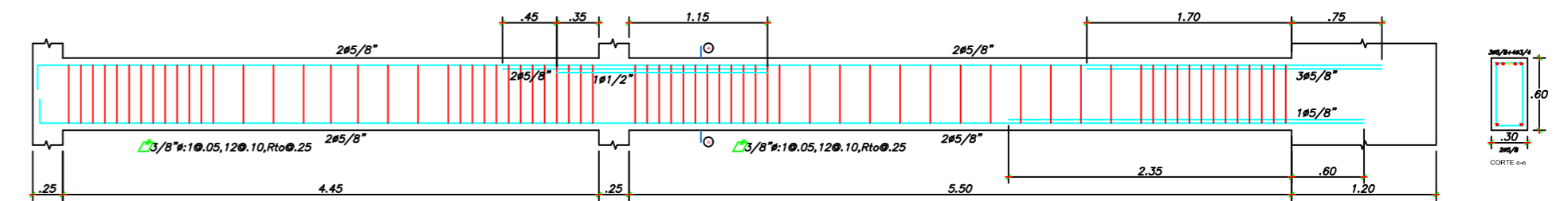
VIGA VP-5(.30x.60)



VIGA VP-1(.25x.60)



VIGA VP-2(.25x.60)

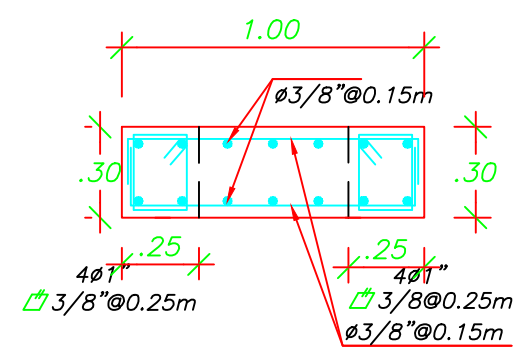


VIGA VP-4(.30x.60)



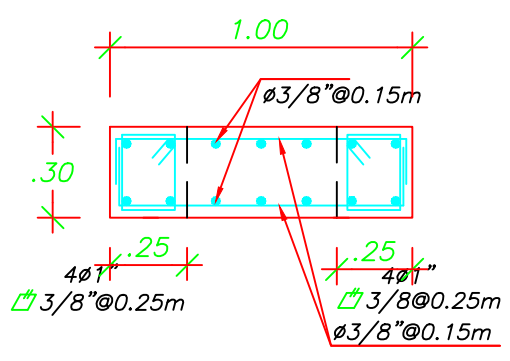
ANEXO Q
Plano de placas

PLACA-1



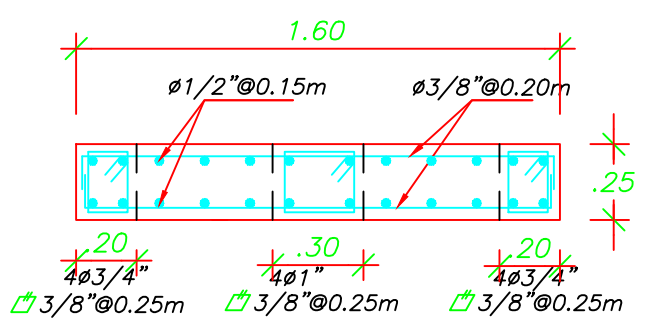
PISO 1° al PISO 5°

PLACA-5



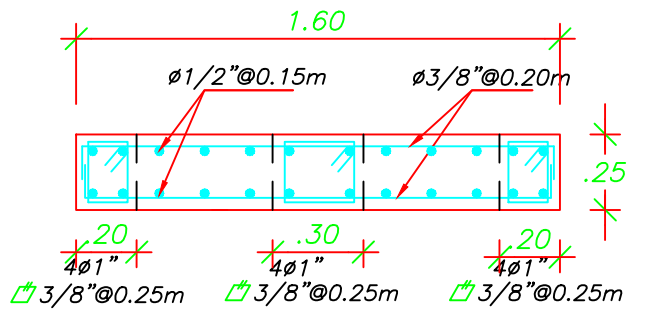
PISO 1° al PISO 5°

PLACA-2



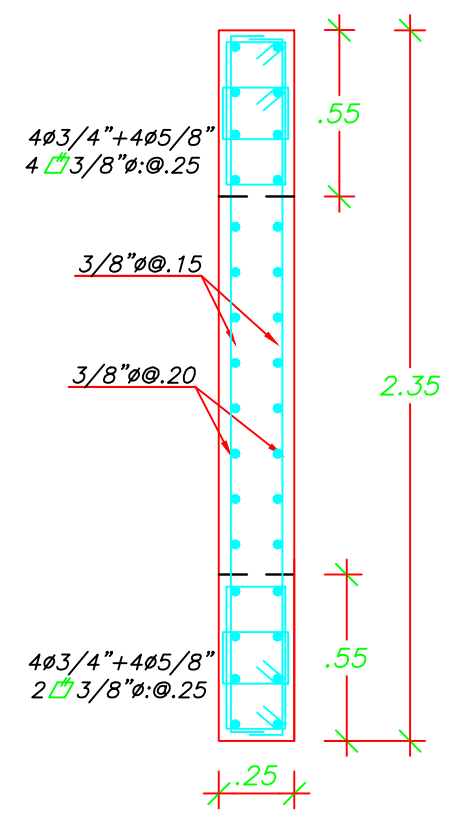
PISO 1° al PISO 5°

PLACA-4

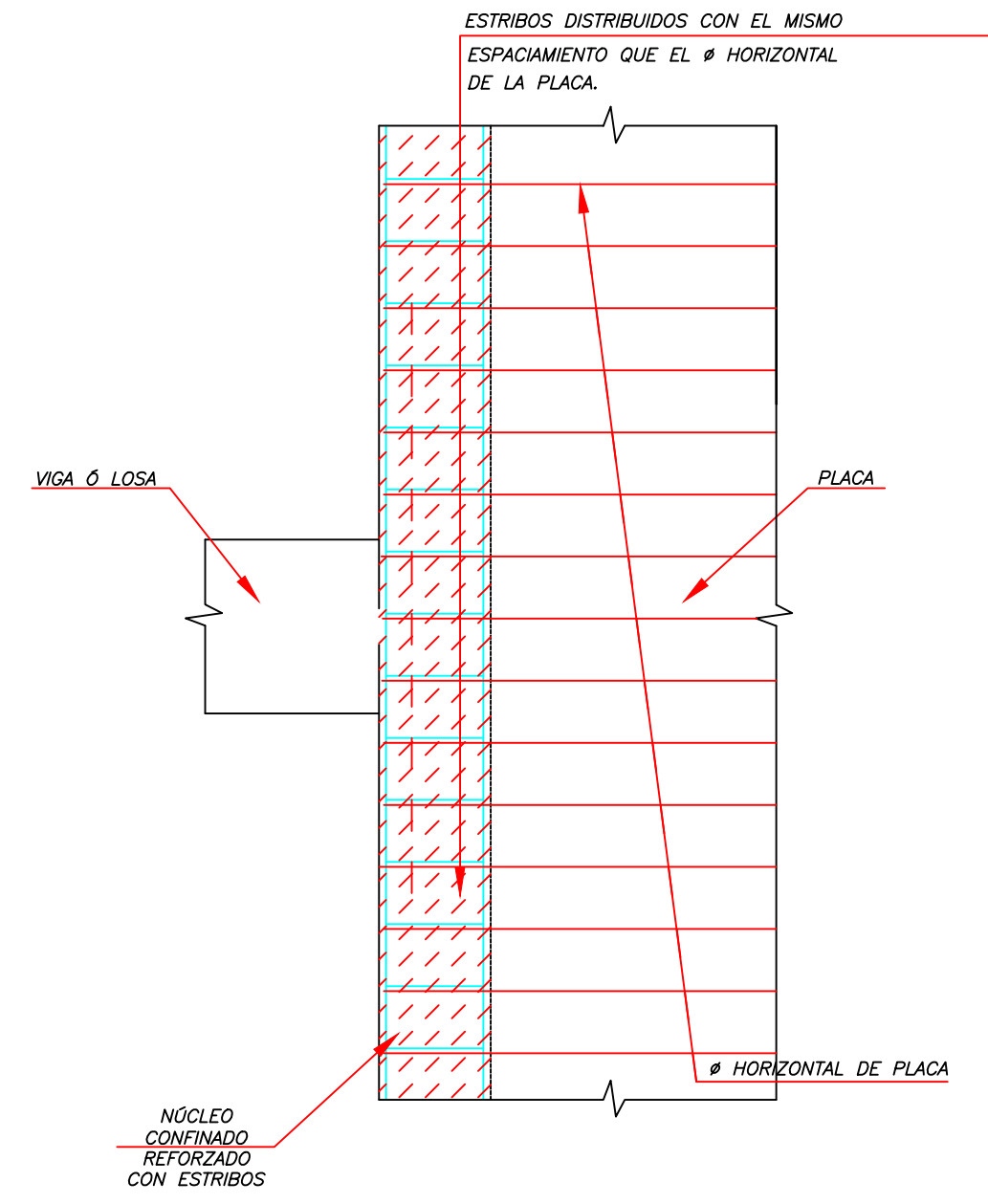


PISO 1° al PISO 5°

PLACA-3

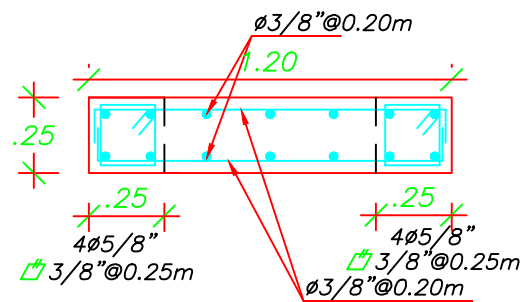


PISO 1° a PISO 5°

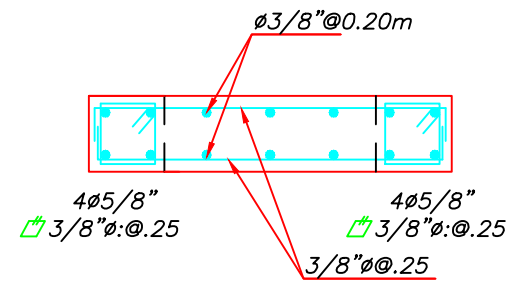


Proyecto: COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO	
Tesisista: Bach. Franc G. Retamozo Claros	
Plano: Placas	Fecha: Enero 2017
Escala: 1/25	Norma: E.030 2006

PLACA-1

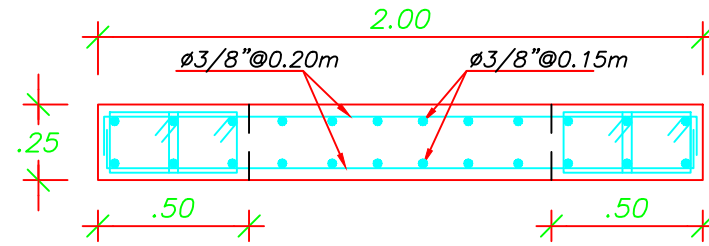


PISO 1° al PISO 2°

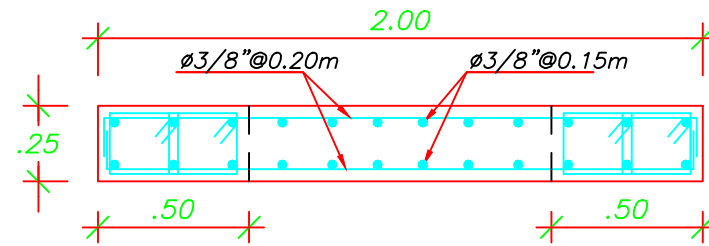


PISO 3° al PISO 5°

PLACA-2

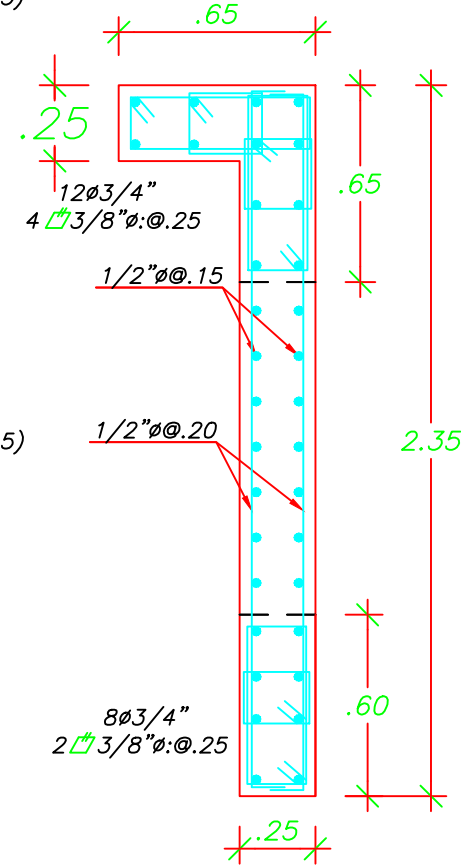


PISO 1° al PISO 2°



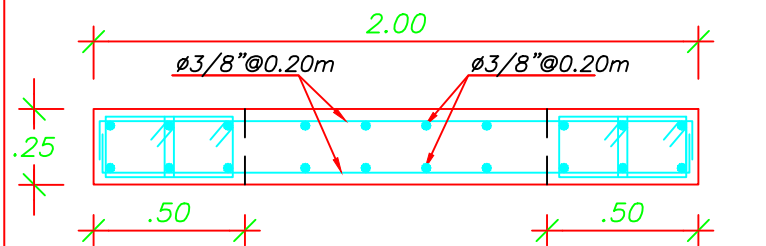
PISO 3° al PISO 5°

PLACA-3



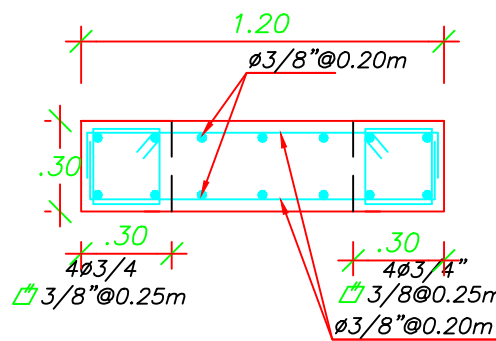
PISO 1° al PISO 5°

PLACA-4



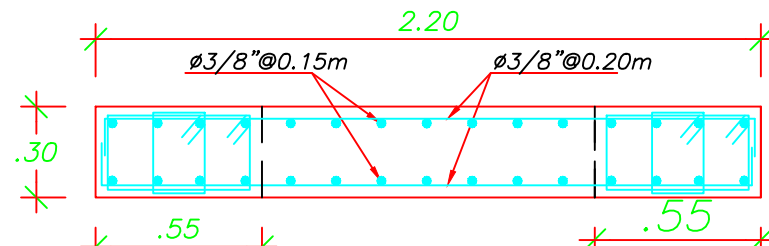
PISO 1° al PISO 5°

PLACA-5



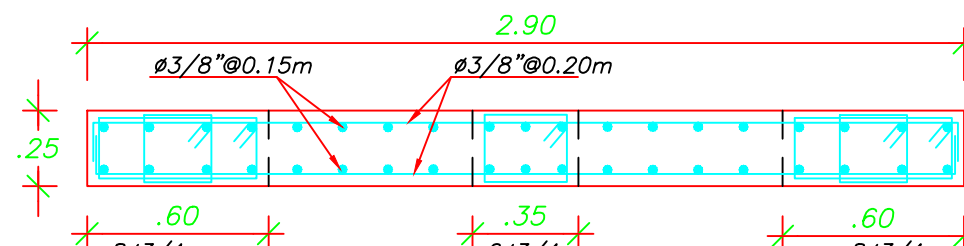
PISO 1° al PISO 5°

PLACA-7



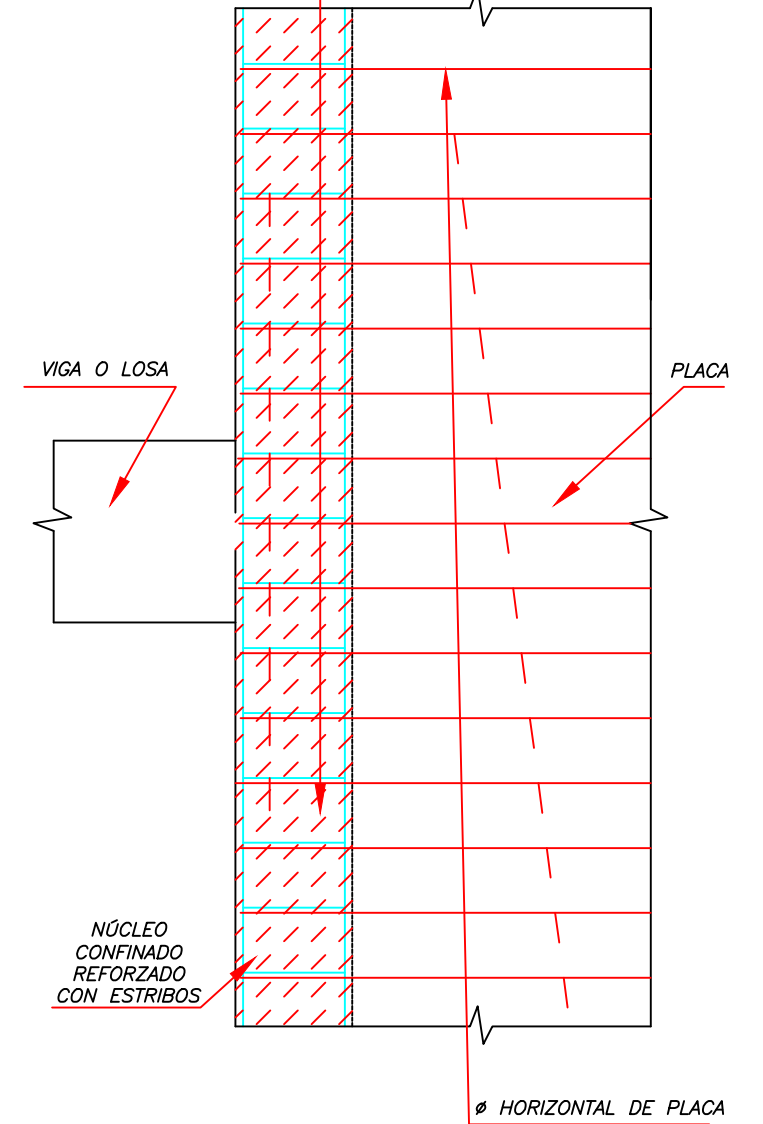
PISO 1° al PISO 5°

PLACA-6



PISO 1° al PISO 5°

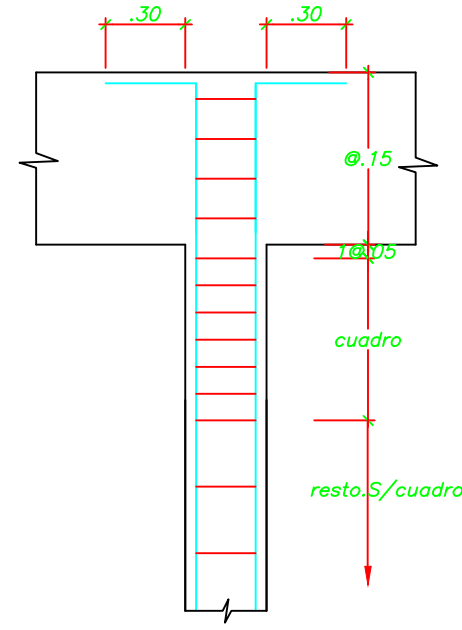
ESTRIBOS DISTRIBUIDOS CON EL MISMO ESPACIAMIENTO QUE EL Ø HORIZONTAL DE LA PLACA.



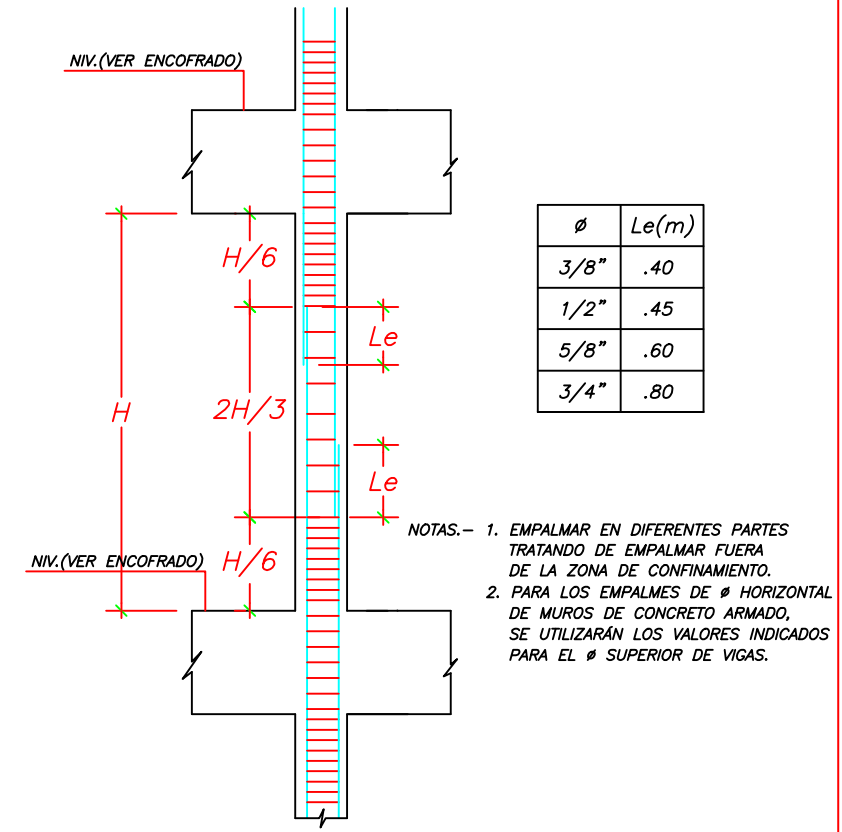
Proyecto: COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO			
Tesisista:		Bach. Franc G. Retamozo Claros	
Plano:	Placas	Fecha:	Enero 2017
Escala:	1/25	Norma:	E.030 2016

ANEXO R
Plano de columnas

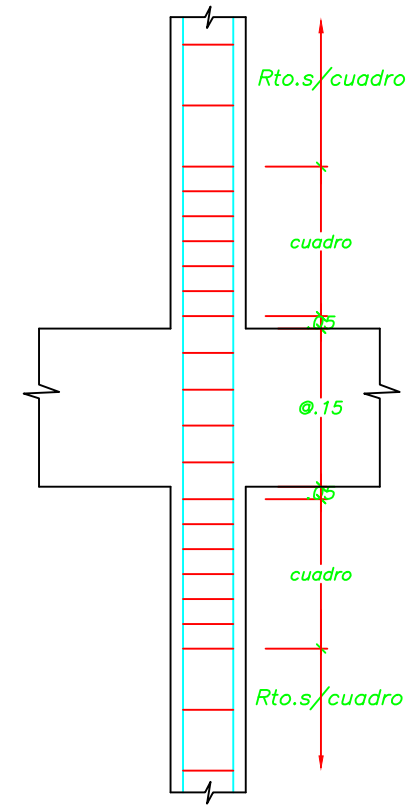
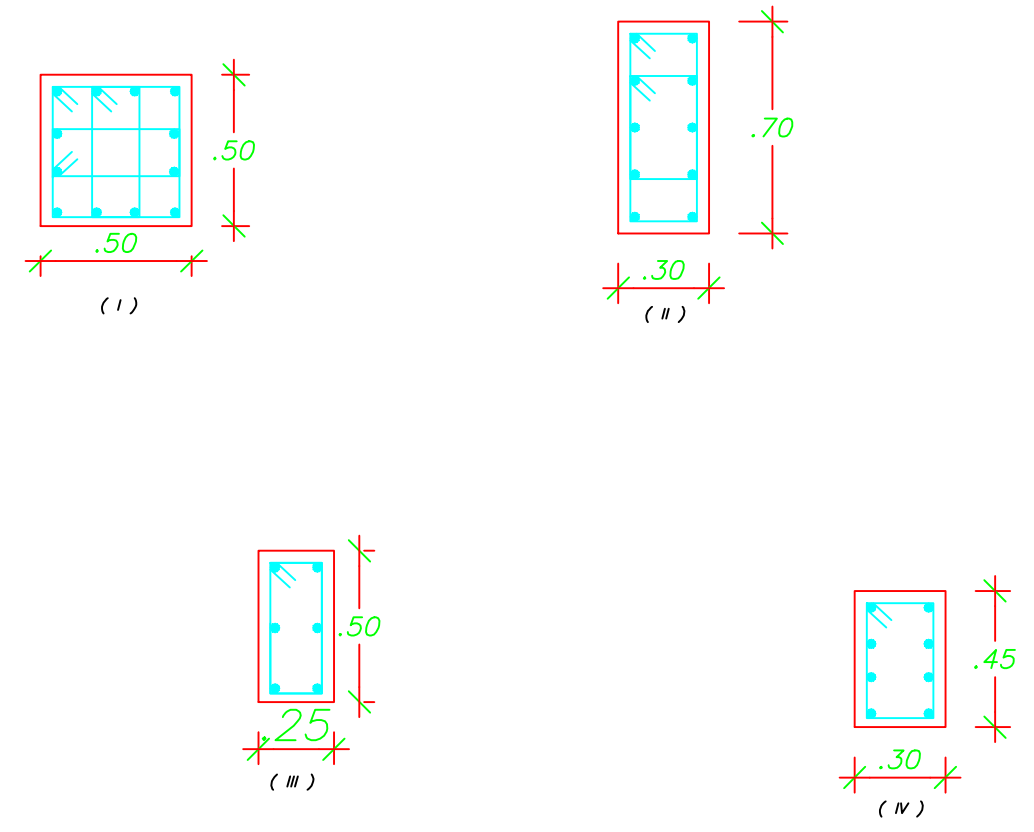
CUADRO DE COLUMNAS				
COLUMNA PISO	C-1	C-2	C-3	C-4
1° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	30x70 10#5/8" 2#1#0.05,7#0.10, Rto#0.25 (II)	25x50 3#5/8" 1#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (III)	30x45 8#5/8" 2#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
2° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	25x70 10#5/8" 2#1#0.05,7#0.10, Rto#0.25 (II)	25x50 3#5/8" 1#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (III)	30x45 8#5/8" 2#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
3° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	25x70 10#5/8" 2#1#0.05,7#0.10, Rto#0.25 (II)	25x50 3#5/8" 1#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (III)	30x45 8#5/8" 2#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
4° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	25x70 10#5/8" 2#1#0.05,7#0.10, Rto#0.25 (II)	25x50 3#5/8" 1#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (III)	30x45 8#5/8" 2#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
5° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	25x70 10#5/8" 2#1#0.05,7#0.10, Rto#0.25 (II)	25x50 3#5/8" 1#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (III)	30x45 8#5/8" 2#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)



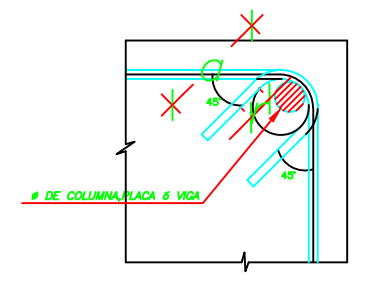
DETALLE DE EMPALME DE DOBLEZ SUPERIOR DE COLUMNAS



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS, PLACAS y MUROS PARA REFUERZO VERTICAL



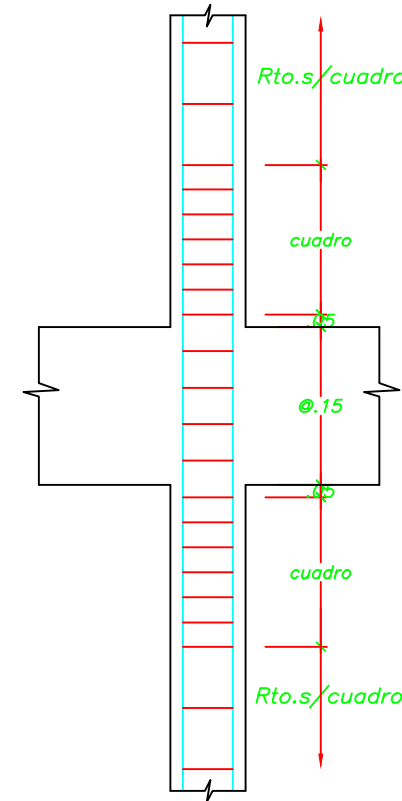
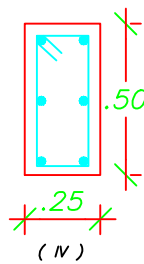
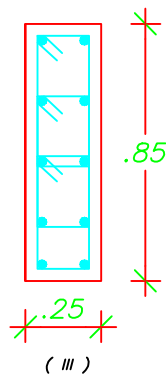
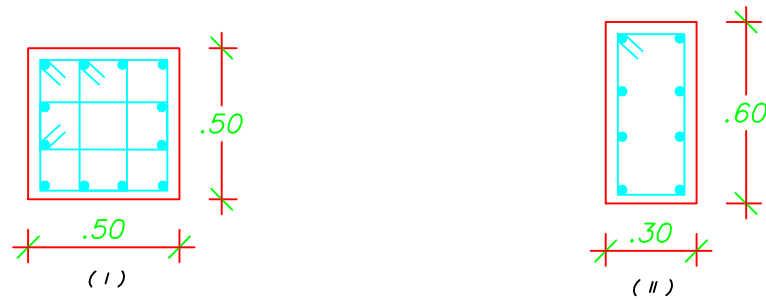
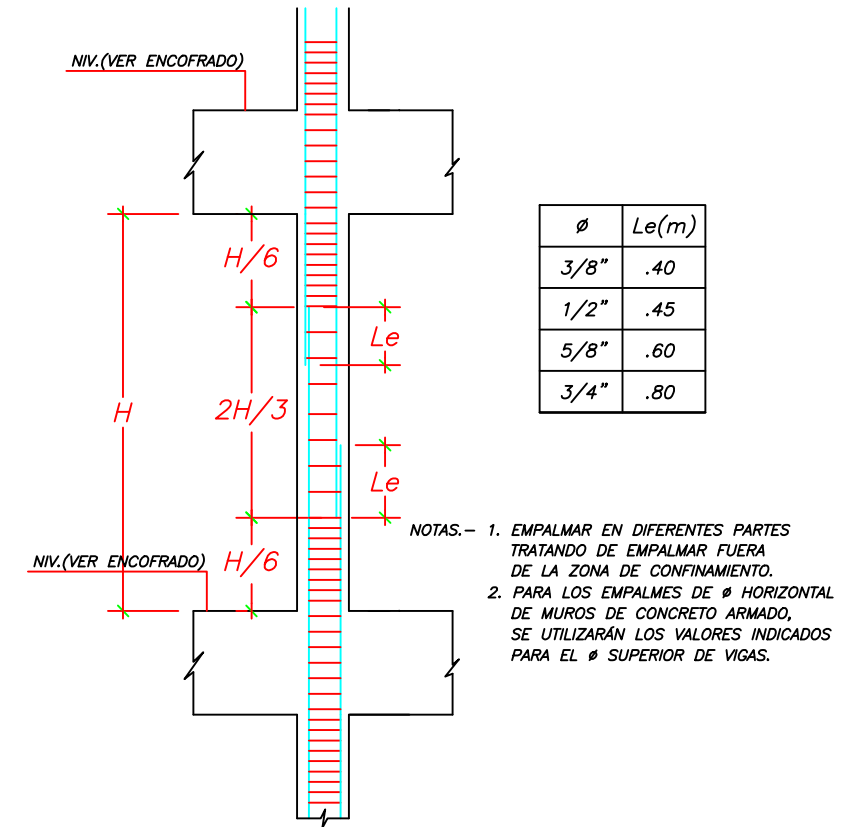
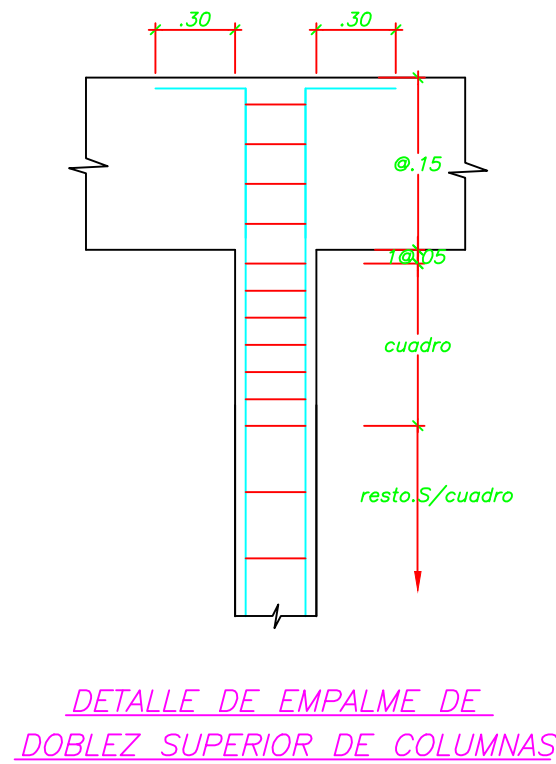
REFUERZO TRANSVERSAL



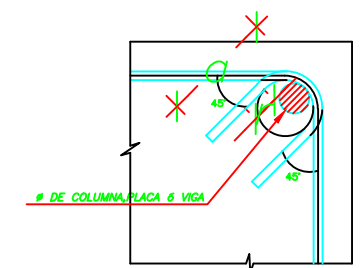
ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	2	6
3/8"	3	10

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS

CUADRO DE COLUMNAS				
COLUMNA PISO	C-1	C-2	C-3	C-4
1° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	30x.60 8#5/8" 3#1#0.05,6#0.10, Rto#0.25 (II)	25x85 4#3/4"+6#5/8" 3#1#0.05,8#0.10, Rto#0.25 (III)	25x50 6#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
2° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	30x.60 8#5/8" 3#1#0.05,6#0.10, Rto#0.25 (II)	25x85 4#3/4"+6#5/8" 3#1#0.05,8#0.10, Rto#0.25 (III)	25x50 6#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
3° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	30x.60 8#5/8" 3#1#0.05,6#0.10, Rto#0.25 (II)	25x85 4#3/4"+6#5/8" 3#1#0.05,8#0.10, Rto#0.25 (III)	25x50 6#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
4° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	30x.60 8#5/8" 3#1#0.05,6#0.10, Rto#0.25 (II)	25x85 4#3/4"+6#5/8" 3#1#0.05,8#0.10, Rto#0.25 (III)	25x50 6#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)
5° PISO	50x50 4#3/4"+8#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (I)	30x.60 10#5/8" 3#1#0.05,6#0.10, Rto#0.25 (II)	25x85 4#3/4"+6#5/8" 3#1#0.05,8#0.10, Rto#0.25 (III)	25x50 6#5/8" 3#1#0.05,5#0.10, Rto#0.20 (IV)



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS, PLACAS y MUROS PARA REFUERZO VERTICAL

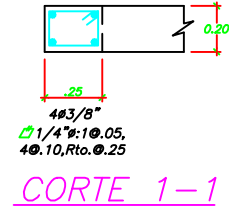
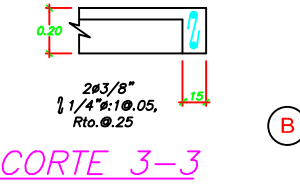
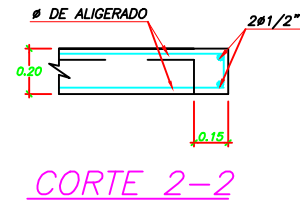
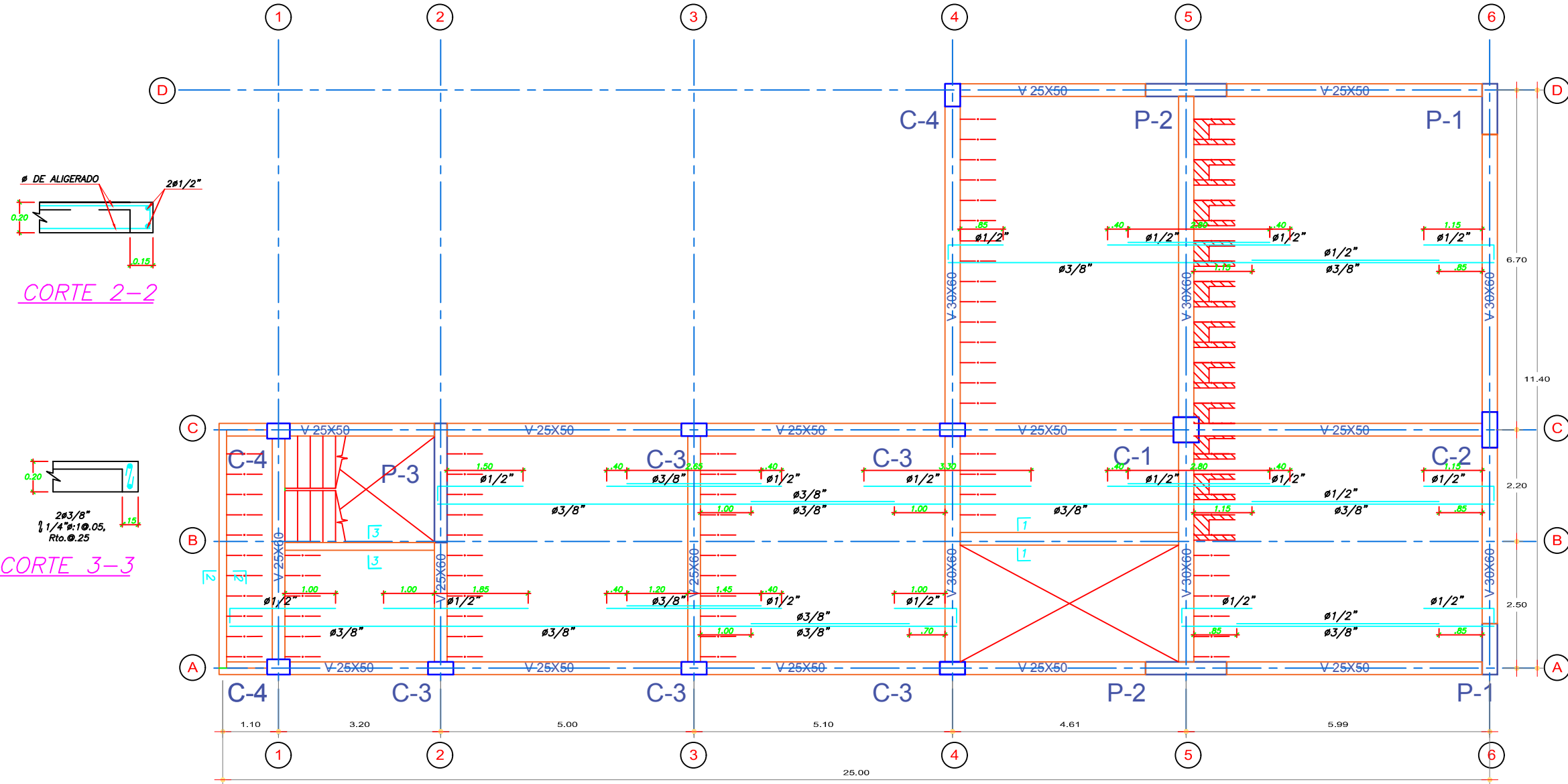


ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	2	6
3/8"	3	10

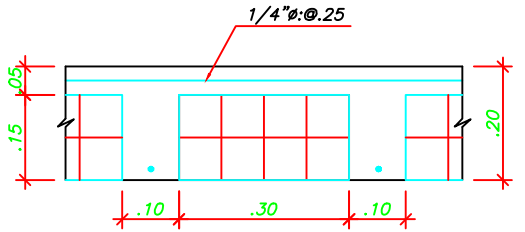
REFUERZO TRANSVERSAL



ANEXO S
Plano de Encofrado



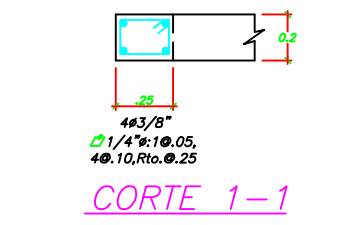
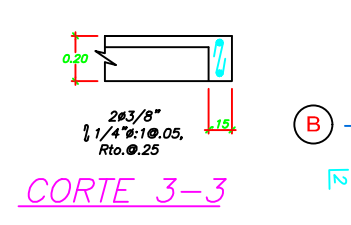
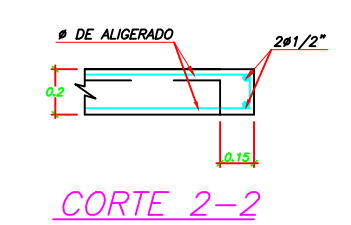
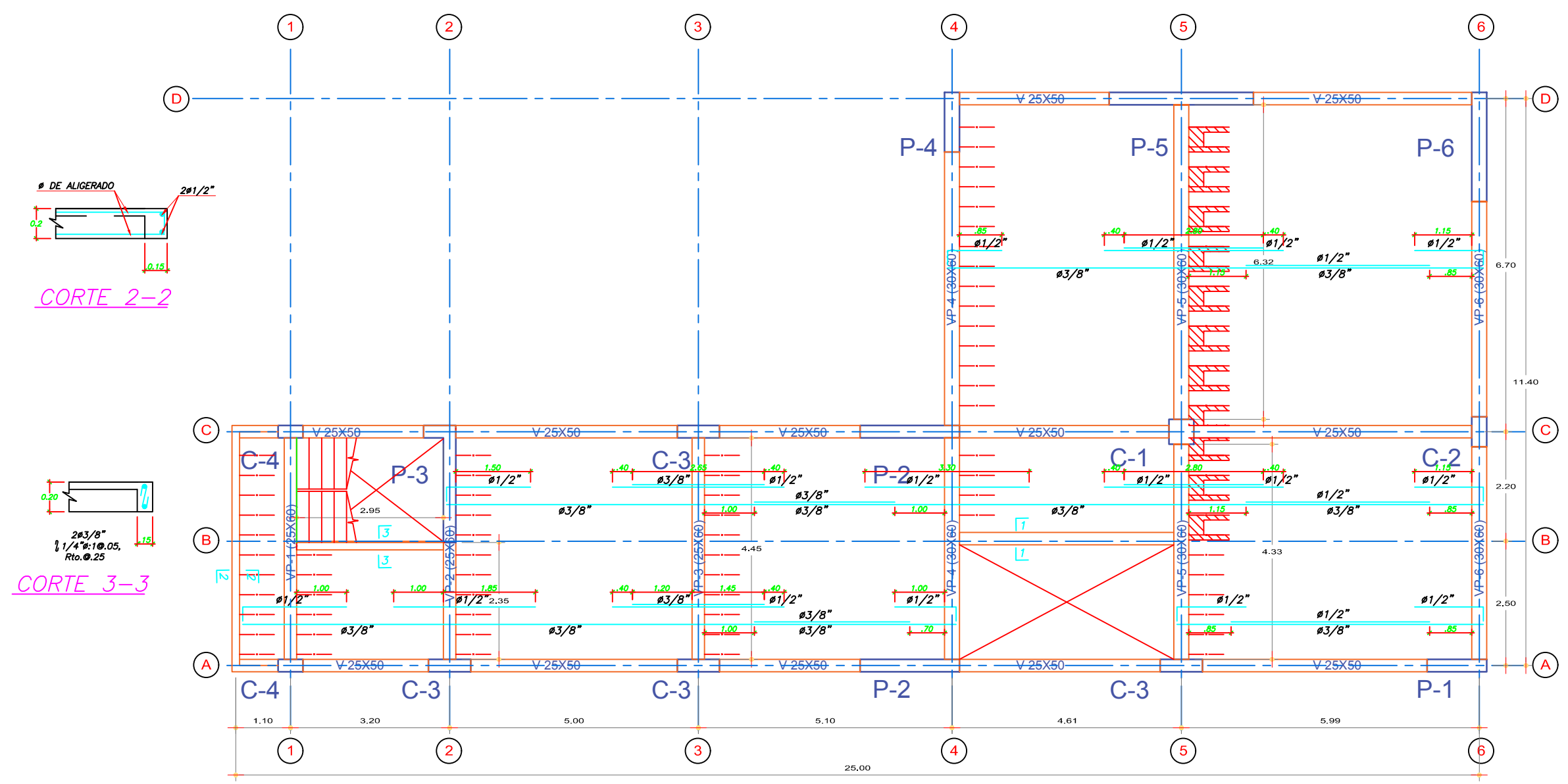
ENCOFRADO
 ALIGERADO h=.20m
 (S/C=200Kg/m²)



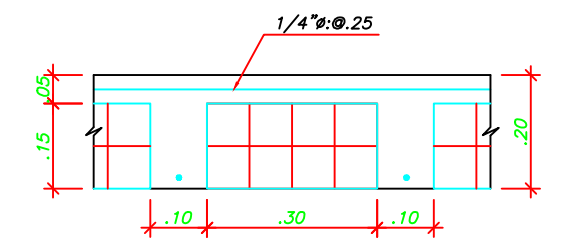
ALIGERADO h=.20 m.



Proyecto: COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO	
Tesisista: Bach. Franc G. Retamozo Claros	
Plano: Encofrado	Fecha: Enero 2017
Escala: 1/100	Norma: E.030 2006



ENCOFRADO
ALIGERADO h=.20m
(S/C=200Kg/m2)



	Proyecto: COMPARACIÓN DE LAS NORMAS E-030 2006-2016 EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO	
	Tesista: Bach. Franc G. Retamozo Claros	
Plano: Encofrado	Fecha: Enero 2017	E-4
Escala: 1/100	Norma: E.030 2016	