

**MEMORIA DE CALCULO DEL PROYECTO: "REHABILITACION DEL
LOCAL 15313 DEL DISTRITO DE CATACAOS, PROVINCIA DE
PIURA - PIURA"**


Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

MEMORIA DE CÁLCULO

I. **NOMBRE DEL EXPEDIENTE TÉCNICO: "REHABILITACION DEL LOCAL 15313 DEL DISTRITO DE CATACAOS, PROVINCIA DE PIURA - PIURA".**

II. **UBICACIÓN DEL PROYECTO**

- Distrito : Catacaos
- Provincia : Piura
- Región : Piura

III. **INGENIERO CALCULISTA: Ing. Oliver M. Agurto Mogollón**

IV. **METODO DE DISEÑO: RESISTENCIA ULTIMA**

V. **NORMATIVA A USAR:**

- NORMA E020 METRADO DE CARGAS
- NORMA E030 DISEÑO SISMORRESISTENTE
- NORMA E050 SUELOS Y CIMENTACIONES
- NORMA E060 CONCRETO ARMADO
- ACI-318

VI. **SOFTWARE EMPLEADO: ETABS VERSION 2016**



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR



1.0 METRADO DE CARGAS

1.1 CARGAS ESTATICAS

1.1.1 Cargas Muertas

Se asumirán las siguientes cargas muertas para efectos de diseño:

- Acabados en pisos y techos= 100Kg/m²
- Losa aligerada de 25cm de espesor= 350Kg/m².
- Las cargas muertas por peso propio de los elementos se están metrando automáticamente usando el programa.

4.1.1.2 Cargas Vivas

Según reglamento en su norma E020 es la siguiente:

- Sobre carga de aulas = 250.00 kg/m²
- Sobre carga de corredores = 400.00 kg/m²



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

2.0 ANALISIS SISMICO

2.1 ANALISIS SISMICO ESTATICO

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

2.1.1 PARAMETROS DE ANALISIS

2.1.1.1 PARAMETROS DE SITIO

2.1.1.1.1 Factor de zona

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la figura N°01. La zonificación propuesta en la Norma E030 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, así como la información neo tectónica.

Según el RNE en su norma técnica E030, a cada zona se le asigna un factor Z según se indica en la tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

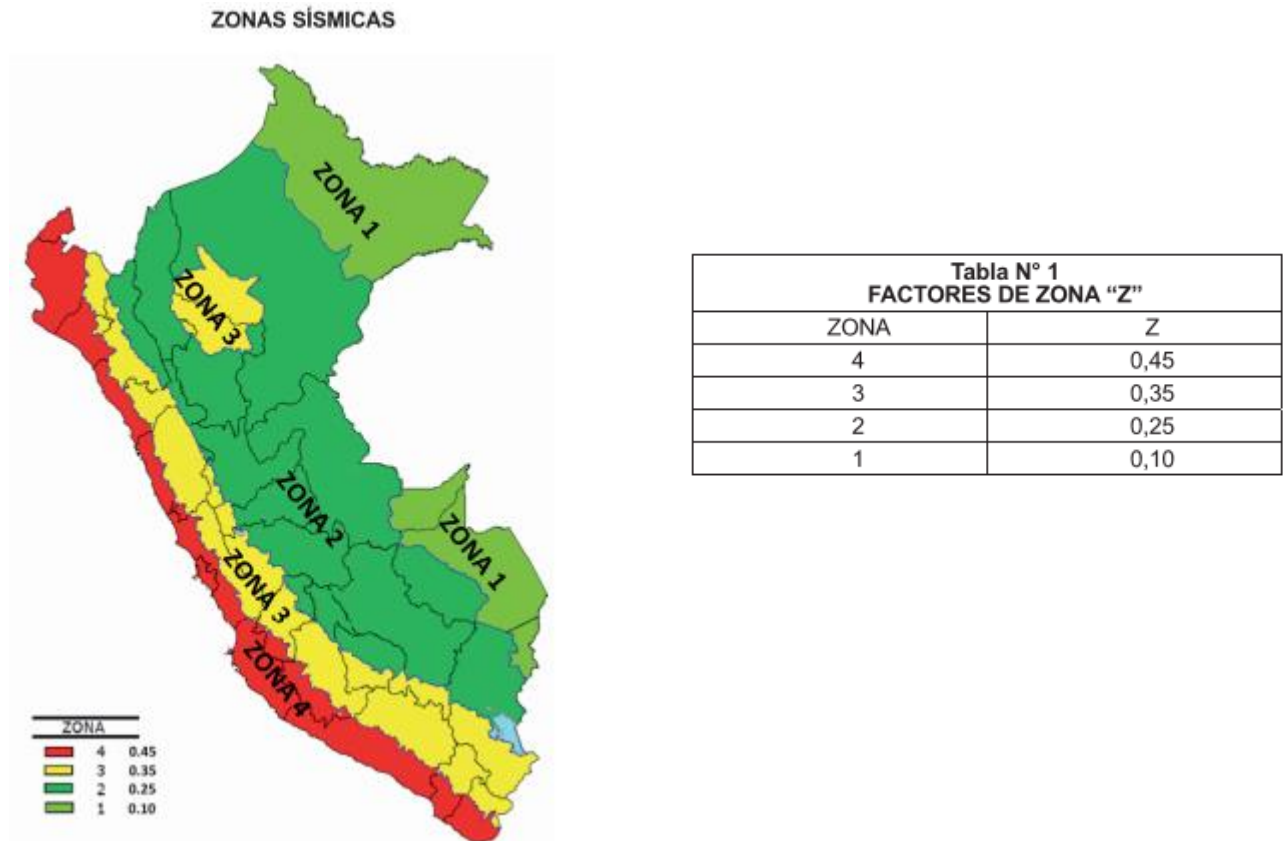


Figura N°1: Mapa sísmico del Perú.

La estructura se ubicará en el distrito de la Arena, provincia de Piura, por lo tanto, se ubica en la zona sísmica 4 y le corresponde un factor de zona de 0.45 según el mapa Sísmico Peruano – Norma E030 (ver Tabla 01).

2.1.1.2 Condiciones geotécnicas

La norma técnica E030, clasifica a los suelos en 5 tipos, siendo estos los siguientes:

- a. Perfil Tipo S₀: Roca dura.
- b. Perfil Tipo S₁: Roca o suelos muy rígidos
- c. Perfil Tipo S₂: Suelos intermedios
- d. Perfil Tipo S₃: Suelos blandos
- e. Perfil Tipo S₄: Condiciones excepcionales



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

Según las características geotécnicas del terreno de Fundación, este pertenece al perfil, tipo S₂. Siendo estos sus parámetros respectivos según el RNE.

2.1.1.2.1 Parámetros de sitio

Se deberá considerar el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_p y T_L , dados en las tablas N°3 y N°4.

ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Según las tablas N°3 y N°4 al suelo tipo 2 en la zona sísmica 4 le corresponden valores de S = Factor de suelo = 1.05

$T_p = 0.60$

$T_L = 2.00$



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

2.1.1.3 Factor de amplificación sísmica

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Donde " T " es el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Según la norma técnica E030, el periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = h_n / C_T$$

Dónde:

h_n : Altura de la edificación libre de vibración = 7.96m

C_T : 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado sin muros de corte.

Por lo tanto: $T = 7.96/35 = 0.2274$

Como el periodo fundamental de vibración es 0.2274 y este es menor que T_p (0.60) el valor del coeficiente de amplificación sísmica será, $C = 2.50$

5.1.1.4 Categoría de las Edificación y Factor de Uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla N°5. El factor de uso o importancia (U) definido en la tabla N°5 se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. 	1,5
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	


 Oliver Mario Agurto Mogollón
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 164475
 CONSULTOR

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
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
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nuestra Estructura al ser una residencial está considerada como una EDIFICACION ESCENCIAL perteneciendo al tipo de edificación A, por lo tanto, el factor de uso que le corresponde es, $U = 1.50$

5.1.1.5 Sistemas Estructurales

El sistema estructural que se ha planteado en el presente trabajo es usando un Sistema de Pórticos de Concreto Armado.

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

Nuestra Estructura se encuentra ubicada en la zona sísmica 4 y la categoría de la edificación es A, por lo cual estamos planteando un sistema estructural basado en pórticos de concreto armado, esto no es contradictorio a la norma, puesto que si se puede sustentar numéricamente es viable.

2.1.1.6 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerza sísmica

Los sistemas Estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis tal como se indica en la tabla N°7. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Basándonos en la tabla N°7 nuestra estructura es de Pórticos de Concreto Armado, al cual le corresponde un valor de $R_0 = 8$

2.1.1.7 Estimación del Peso de la edificación (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

En las edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva a nivel de entrepiso. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.

Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base de la estructura correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = (Z.U.C.S/R)*P$$

Siendo:

$$Z = 0.45$$

$$U = 1.5$$

$$C = 2.5$$

$$S = 1.05$$

$$R_x = 8$$

$$R_y = 8$$



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

$P = 365,835.38 \text{ Kg}$

Reemplazando valores tenemos que el cortante basal en dirección X es igual a, $V=81,026.82 \text{ Kg}$

Reemplazando valores tenemos que el cortante basal en dirección Y es igual a, $V=81,026.82 \text{ Kg}$

La fuerza cortante que experimentará la estructura en la base, según la metodología de Fuerza Lateral Estática Equivalente es de 81.026tn. en dirección X

Fuerza Lateral Estática Equivalente es de 81.026tn. en dirección Y

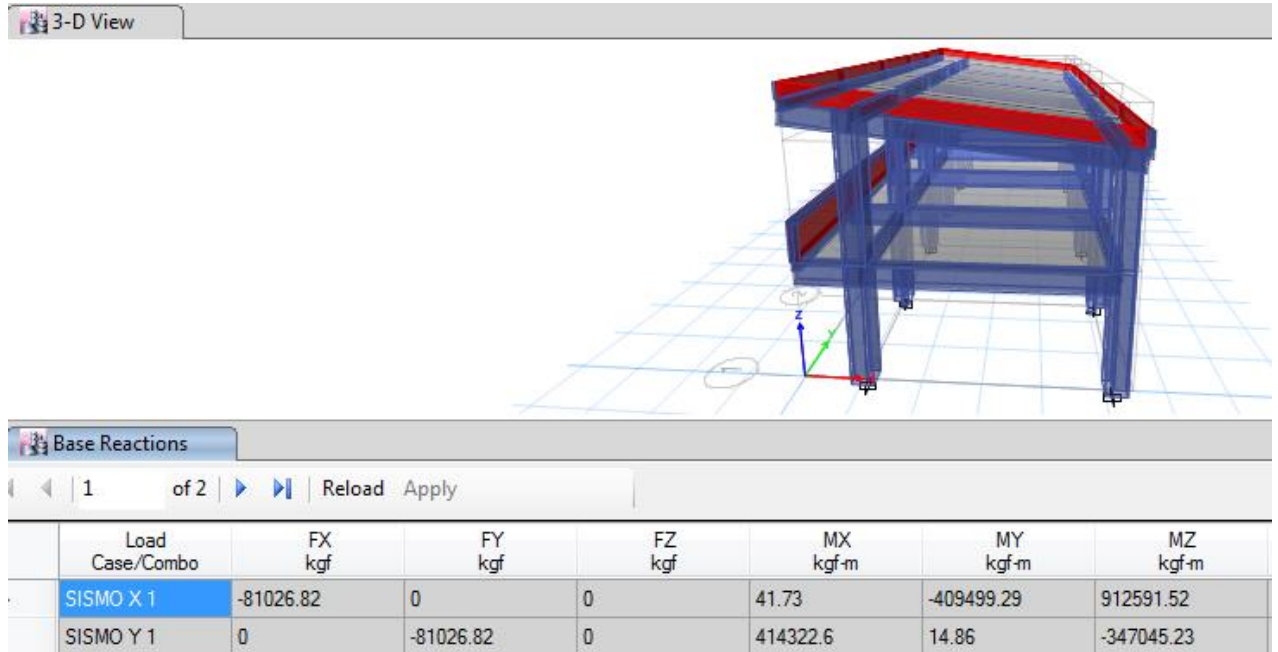


Figura N°2: Fuerza inercia en dirección X e Y, aplicado en el centro de masa



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

2.2 ANALISIS SISMICO DINAMICO ESPECTRAL

2.2.1 Generación de Espectro de Respuesta según Norma E030

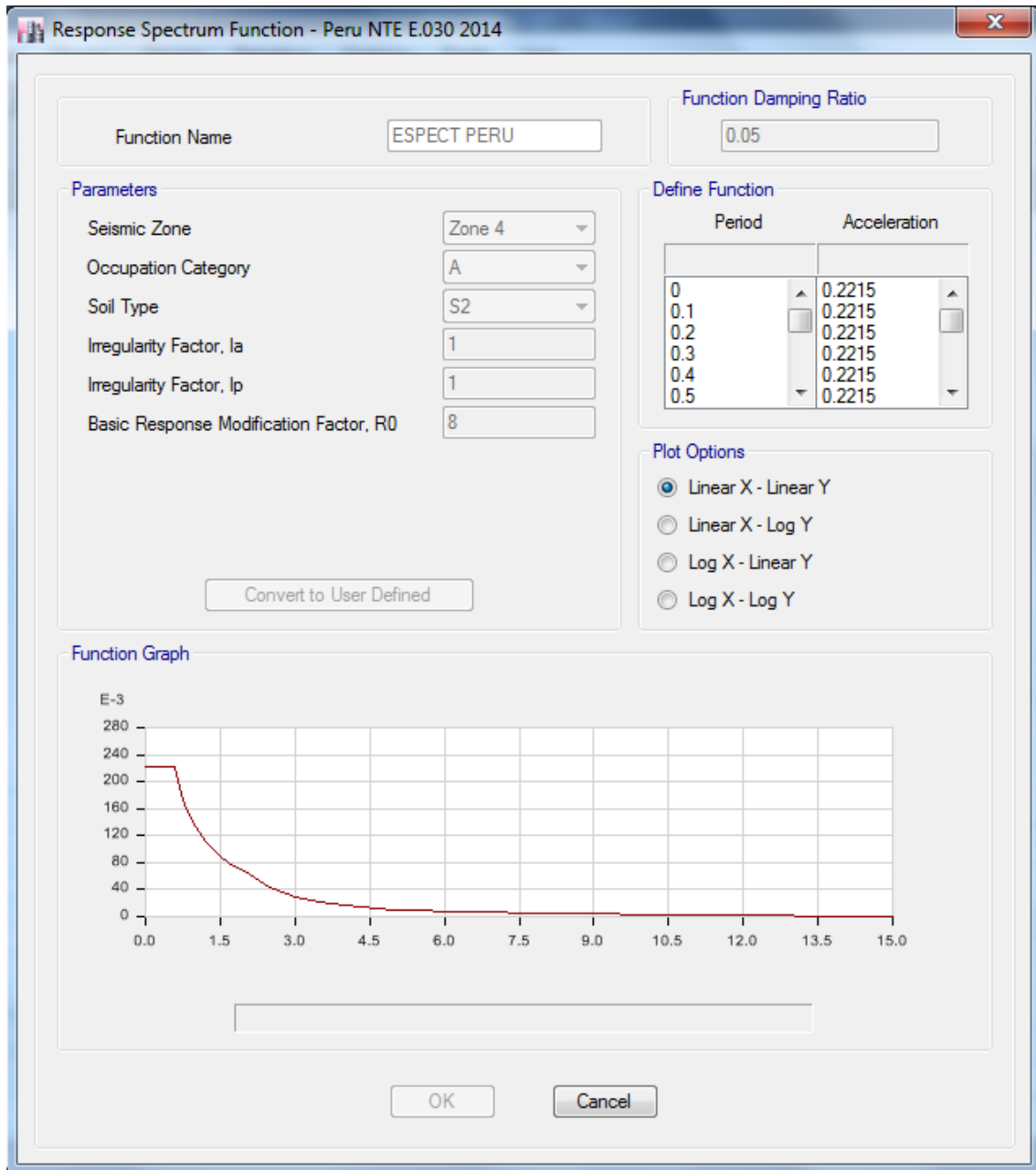
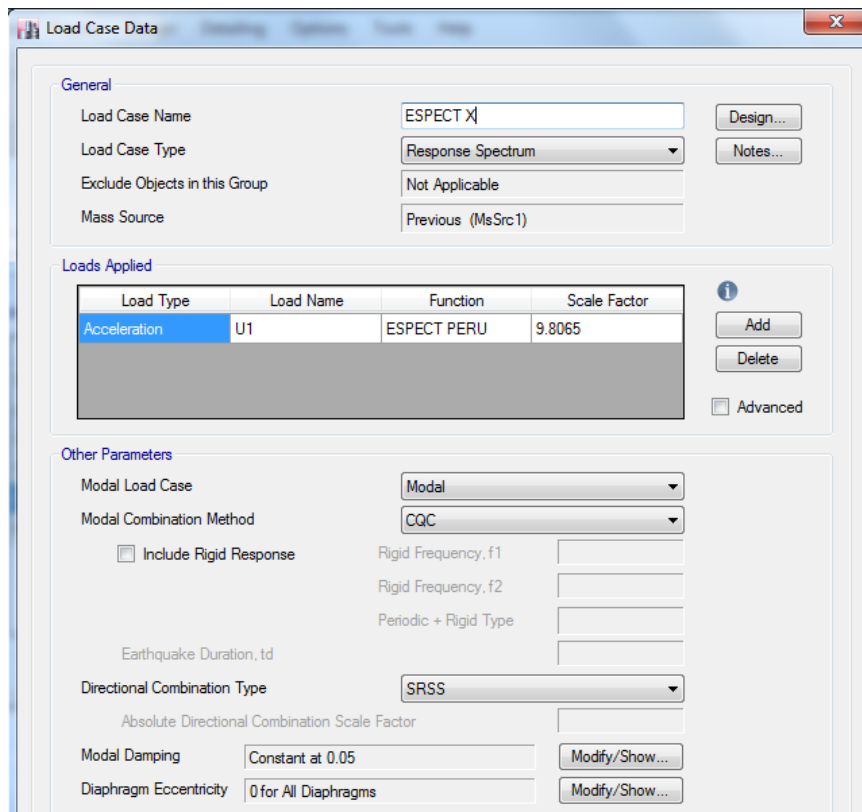


Figura N°4: Generación de función espectro de respuesta según norma peruana.

Oliver Mario Agurto Mogollón
 Oliver Mario Agurto Mogollón
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 164475
 CONSULTOR



Load Case Data

General

Load Case Name: ESPECT X

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Msrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECT PERU	9.8065

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

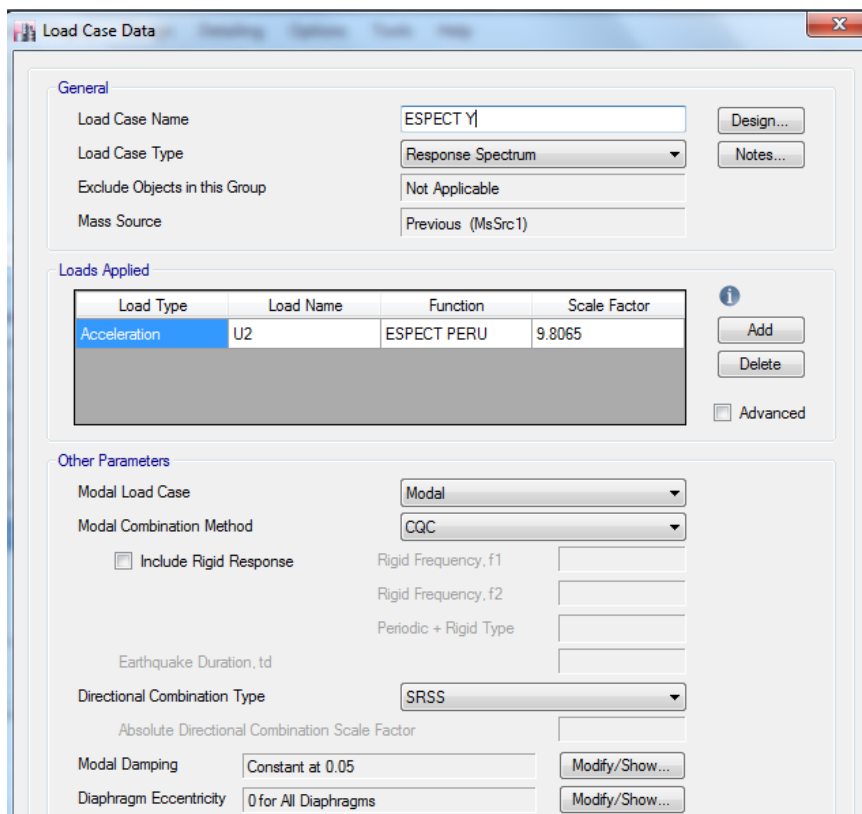
Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Figura N°5: Caso de carga, Espectro de Respuesta en dirección X



Load Case Data

General

Load Case Name: ESPECT Y

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Msrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECT PERU	9.8065

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Figura N°6: Caso de carga, Espectro de Respuesta en dirección Y

Oliver Mario Agurto Mogollón
Oliver Mario Agurto Mogollón
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 164475
 CONSULTOR

2.2.4 Mínimo cortante basal según la norma E030

En el Reglamento Nacional de Edificaciones, en su norma E030, Artículo 18.2, Análisis por Combinación Modal Espectral. En el inciso c) Fuerza Cortante Mínima en la Base, hace mención a lo siguiente:

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 17.3 (Análisis Sísmico Estático) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

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

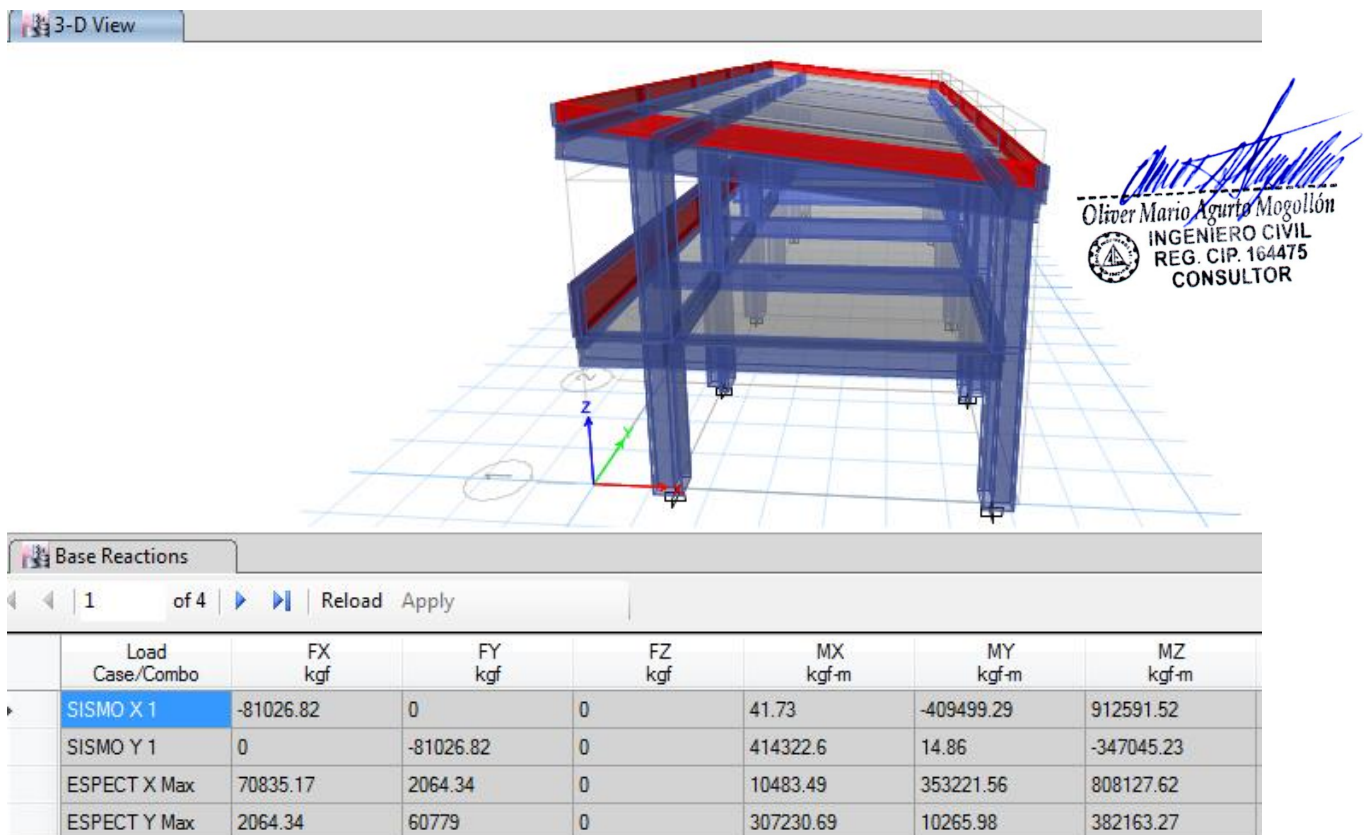


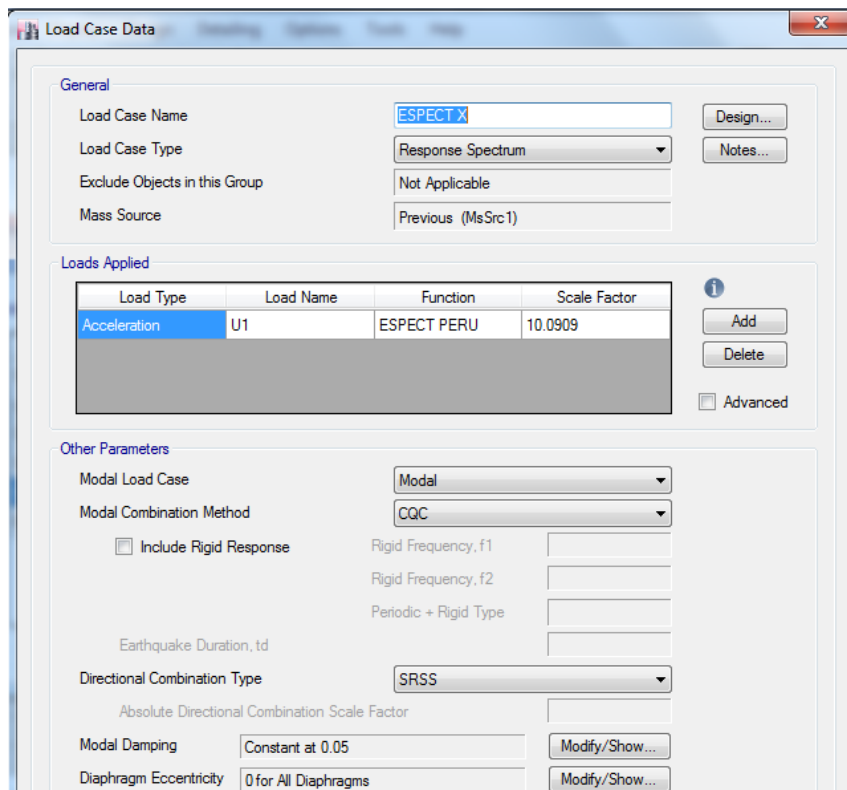
Figura N°7: Comparación de cortantes mínimos en la base

Se puede apreciar que el cortante por espectro en dirección "Y" solo representa el 75.01% y el espectro en dirección "X" representa el 87.42%, teniendo en cuenta que la norma de diseño sísmo resistente necesita por lo menos que el cortante sísmico espectral sea el 80% del cortante sísmico estático, y de no cumplirse con ello deberíamos de escalar los espectros de respuesta hasta llegar a cumplir con esa condición del cortante mínimo.

Factor de escala del espectro en dirección "X"= 1.029

Factor de escala del espectro en dirección "Y"= 1.200

Por lo tanto, escalaremos respectivamente los espectros en cada dirección:



General

Load Case Name: ESPECT X
 Load Case Type: Response Spectrum
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 Mass Source: Previous (MSrc1)

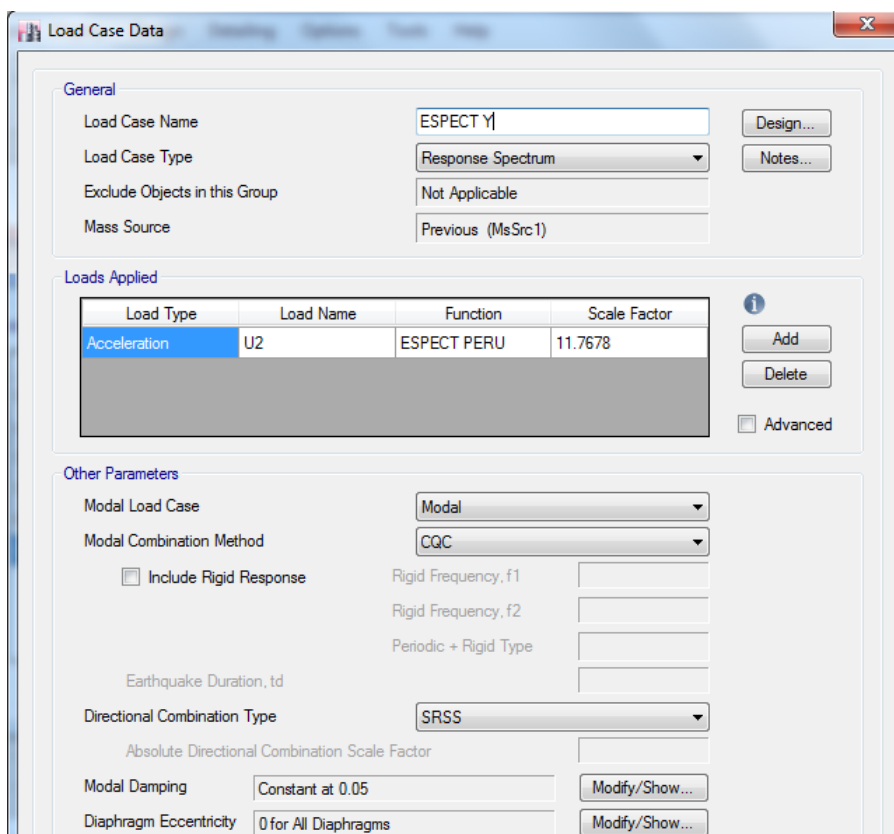
Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECT PERU	10.0909

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Figura N°8: Caso de carga, Espectro de Respuesta en dirección X escalado



General

Load Case Name: ESPECT Y
 Load Case Type: Response Spectrum
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 Mass Source: Previous (MSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECT PERU	11.7678

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Oliver Mario Agurto Mogollón
 Oliver Mario Agurto Mogollón
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 164475
 CONSULTOR

Figura N°9: Caso de carga, Espectro de Respuesta en dirección Y, escalado

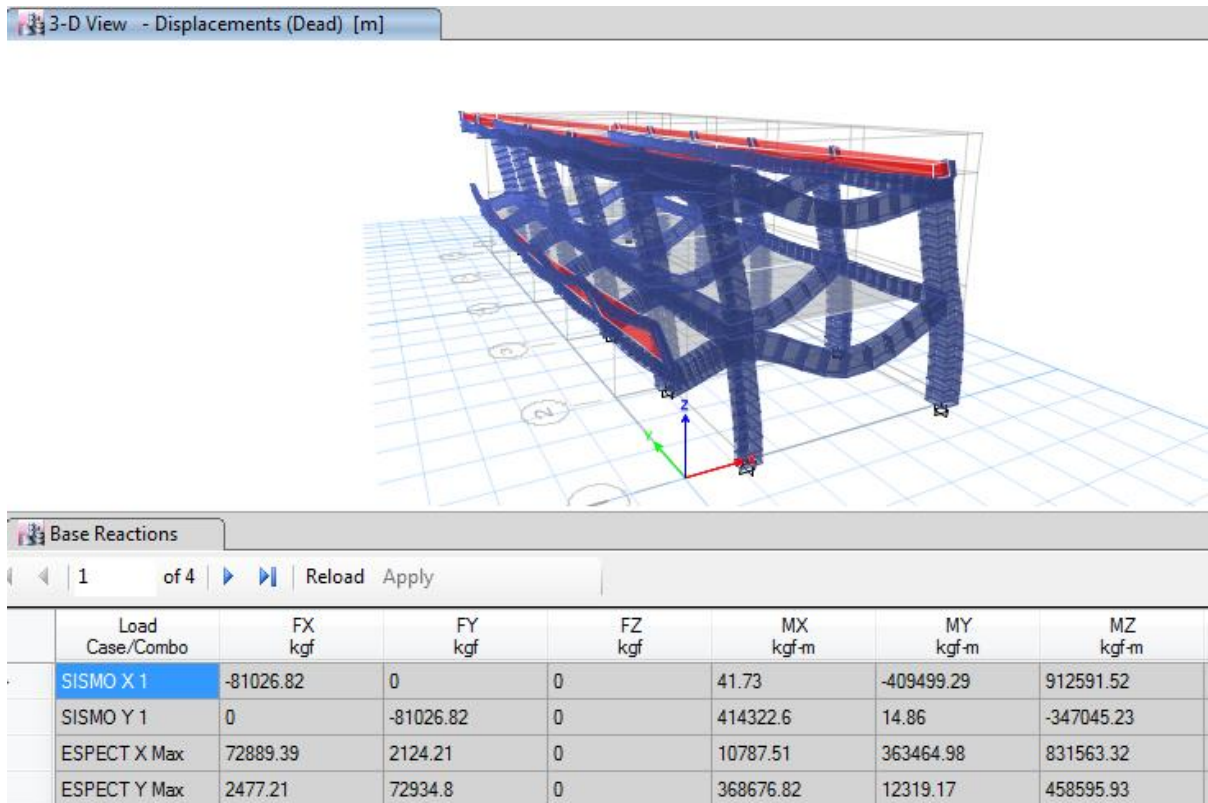


Figura N°10: Comparación de cortantes mínimos en la base

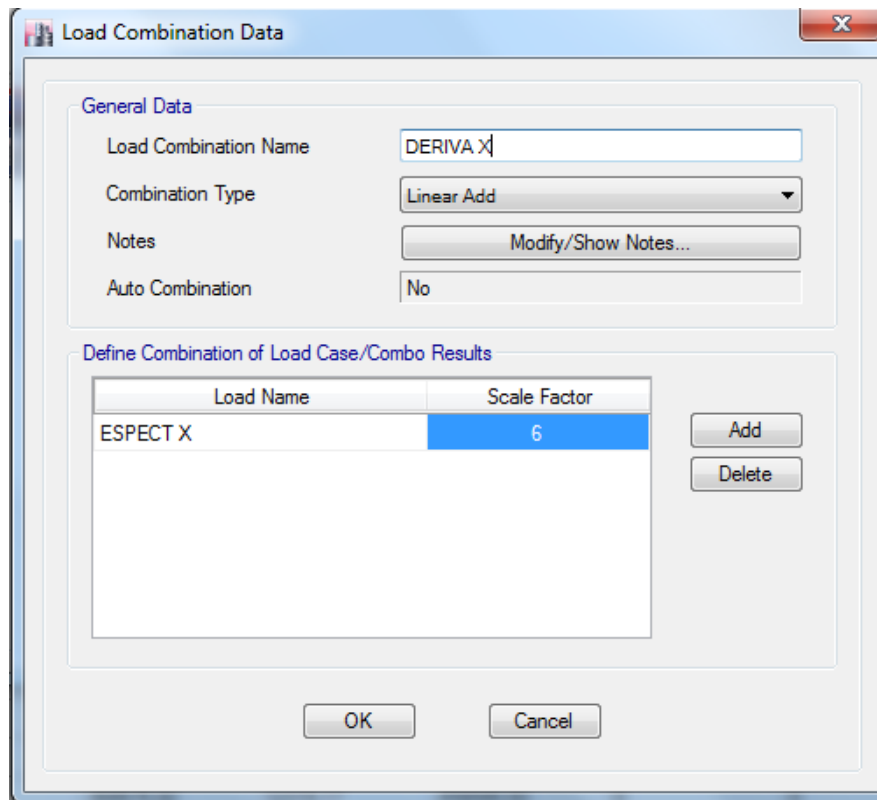
Podemos apreciar que el cortante sísmico Dinámico en dirección X, representa el 80.00%.
Podemos apreciar que el cortante sísmico Dinámico en dirección Y, representa el 80.00%.
Por lo tanto, podemos apreciar que se ha cumplido con el requerimiento de la norma E030.

2.2.4 Deriva de entre pisos

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Nuestra estructura al ser regular debemos de multiplicarla por 0.75 de 8, es decir generar una combinación de cargas para el controlar directamente las derivas de entrepiso.



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: DERIVA X

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

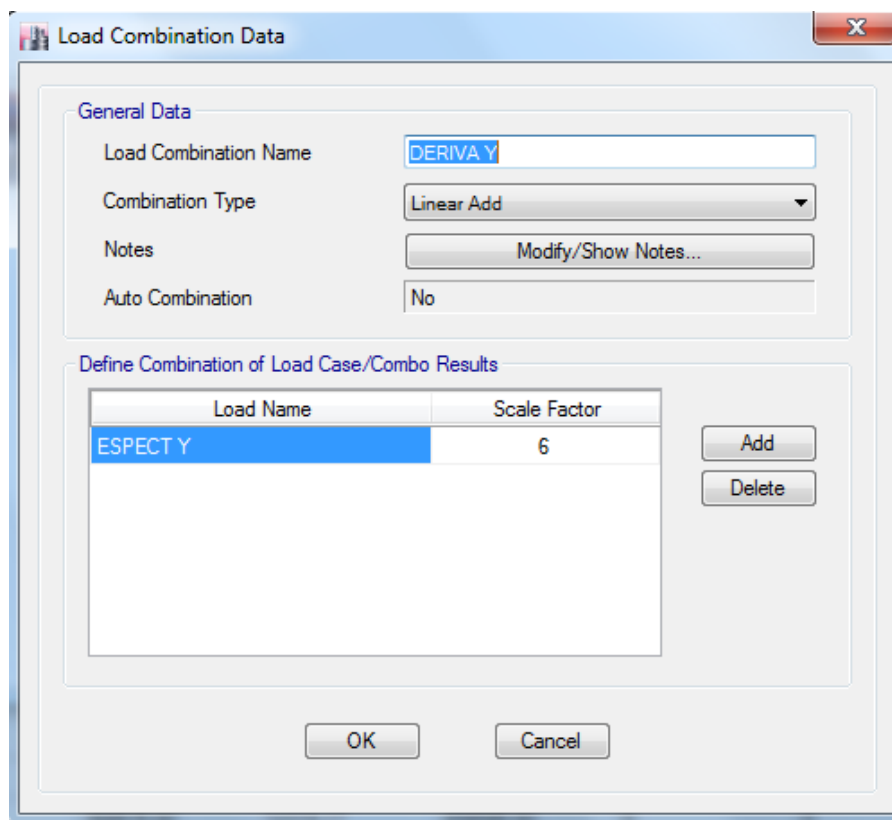
Load Name	Scale Factor
ESPECT X	6

Add

Delete

OK Cancel

Figura N°11: Amplificación de espectro en dirección X, con fines de cálculo de derivas



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: DERIVA Y

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
ESPECT Y	6

Add

Delete

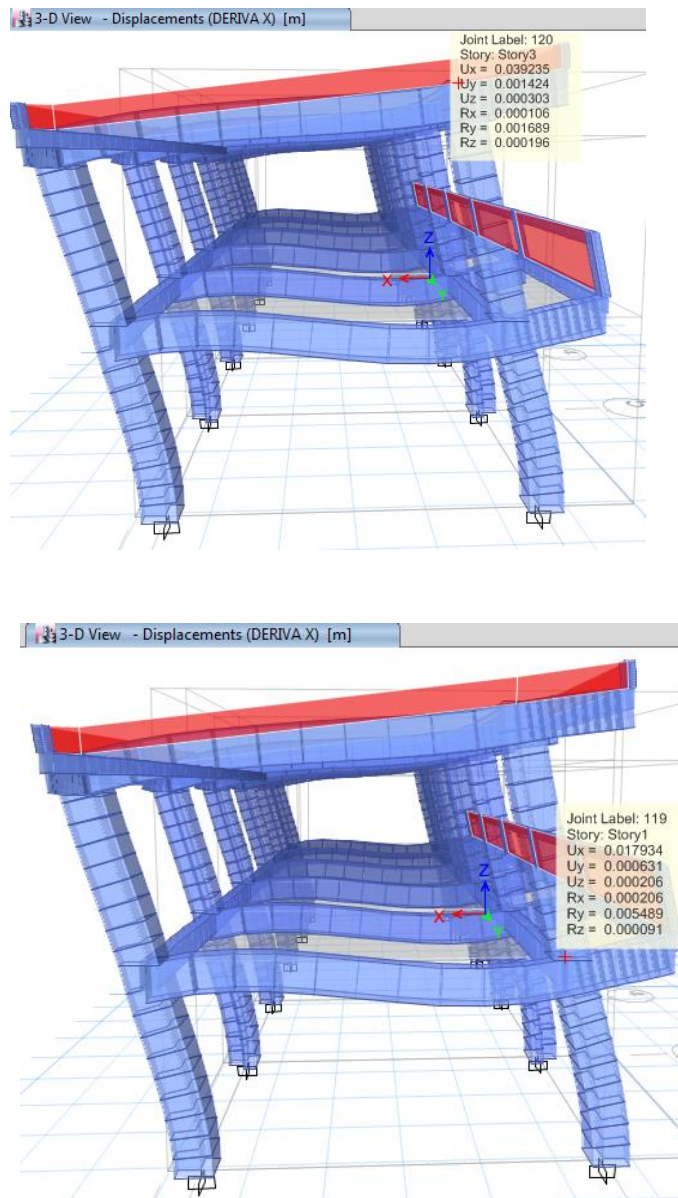
OK Cancel

Oliver Mario Agurto Mogollón
 Oliver Mario Agurto Mogollón
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 164475
 CONSULTOR

Figura N°12: Amplificación de espectro en dirección Y, con fines de cálculo de derivas
Los desplazamientos laterales relativos de entrepiso no deberán exceder de la fracción de altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla N°11.

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Análisis de derivas en dirección X.




Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

Figura N°13: Desplazamiento en dirección X

La deriva de entre piso en dirección X, será: $\Delta x = 0.03923 - 0.01793 / 3.956 = 0.005384$

Como Δx , es menor a la máxima permitida, la rigidez de la estructura es correcta.

Análisis de derivas en dirección Y.

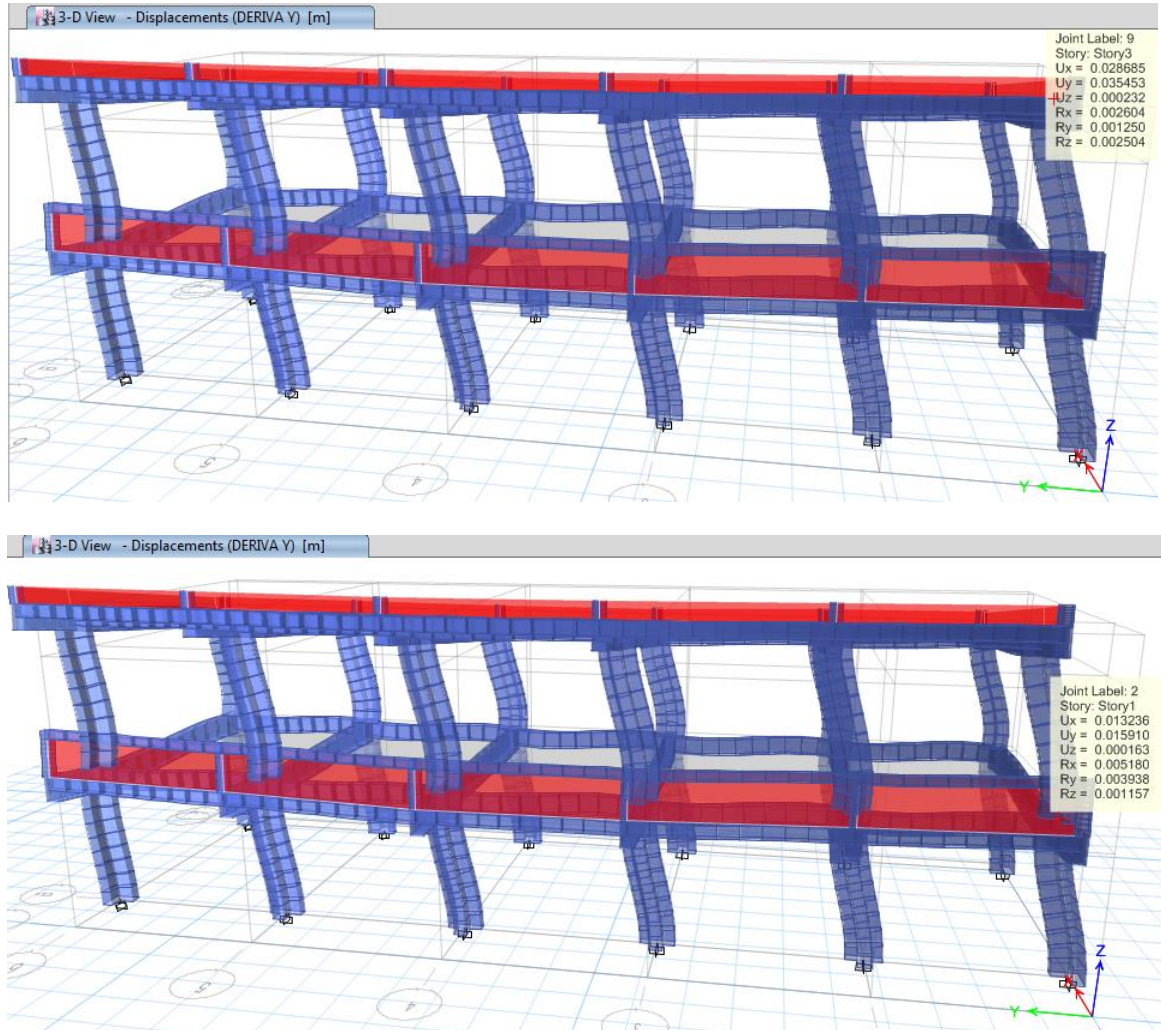


Figura N°13: Desplazamiento en dirección Y

La deriva de entre piso en dirección Y, será: $\Delta y = 0.02868 - 0.013236 / 3.956 = 0.0039$

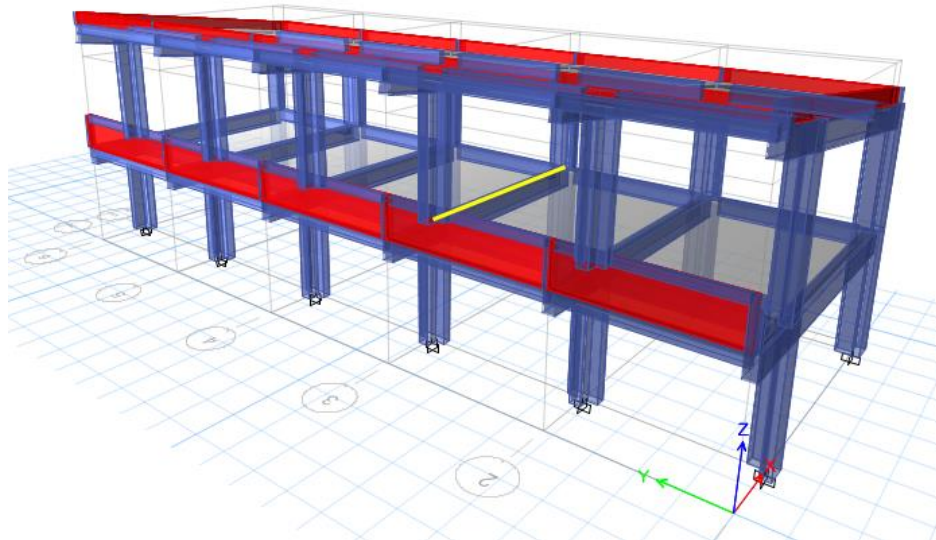
Como Δy , es menor a la máxima permitida, la rigidez de la estructura es correcta.

Oliver M. Agurto Mogollón
Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

3.0 DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO.

3.1 Diseño de vigas

3.1.1 Diseño de viga principal



Oliver Mario Agurto Mogollón
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 164475
 CONSULTOR

Figura N°15: Viga central a diseñar



Figura N°16: Cortante y flector en extremo de viga principal

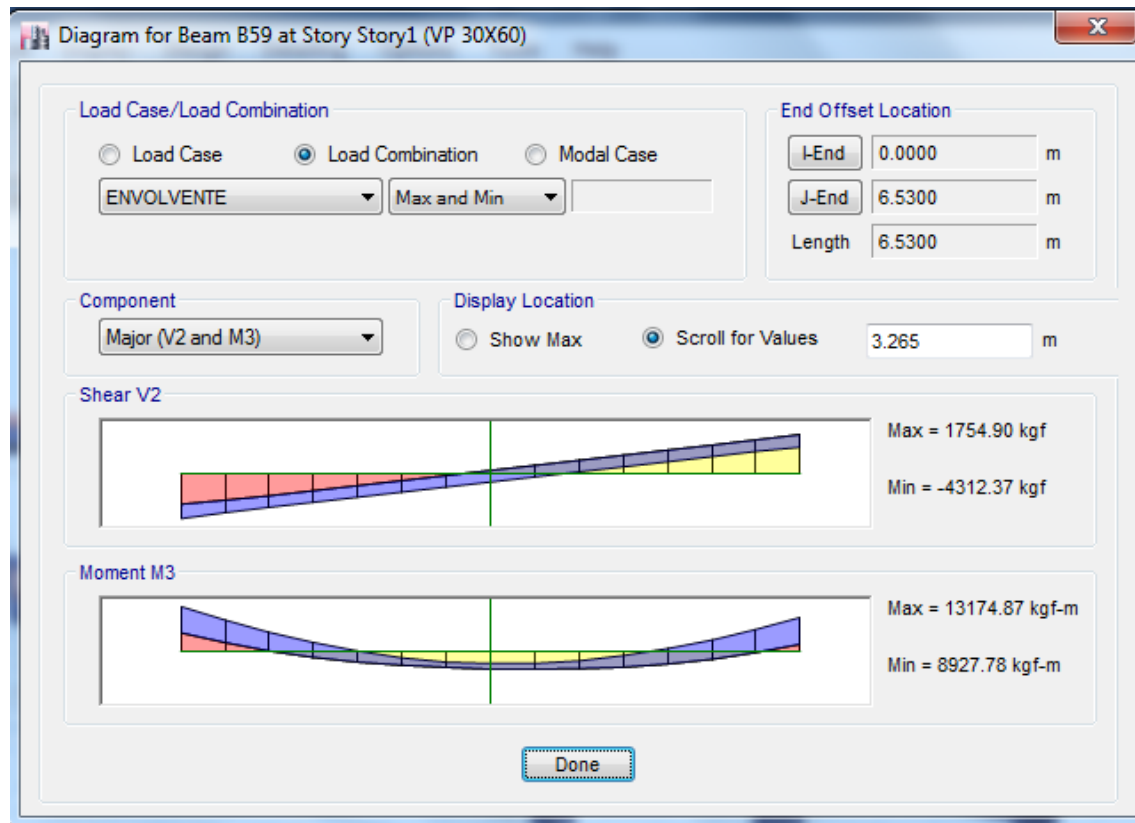


Figura N°18: Cortante y flector en centro de viga principal

CALCULO DEL ACERO LONGITUDINAL EN VIGA CENTRAL.

Acero longitudinal en extremos de la viga.

Datos para el diseño:

Concreto, $f'c=210\text{Kg/cm}^2$
 Sección de viga: $b=30\text{cm}$; $d=60\text{cm}$
 $F_y= 4,200\text{Kg/cm}^2$
 Momento último actuante: $33,462.65\text{Kg.m}$ = $3, 346,265 \text{ kg.cm}$
 Cortante máximo: 23.651tn = $23,651\text{Kg}$.

Calculo del diseño por flexión de la viga:

Asumiremos una viga simplemente reforzada con acero de refuerzo en 1 capa.
 Peralte efectivo, $d= 54\text{cm}$
 Índice de refuerzo, $\omega= \rho f_y/f'c$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi M_n = \phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \\ 3,346,265 \text{ kg.cm} &= 0.90 \cdot 210 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot (54 \text{ cm})^2 \cdot \omega (1 - 0.59\omega) \\ 0.2023903 &= \omega - 0.59\omega^2 \\ 0.59\omega^2 - \omega + 0.2023903 &= 0 \\ \omega &= 1.45995 \\ \omega &= 0.23496 \end{aligned}$$



Oliver Mario Agurto Mogollón
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 164475
 CONSULTOR

Tomamos el menor valor del índice de refuerzo y con ese valor calculamos la cuantía por flexión de la viga.

$$\omega = \rho f_y / f'_c$$
$$\rho = \omega f'_c / f_y$$
$$\rho = 0.23496 * 210 / 4200$$
$$\rho = 0.011748$$

Calculamos el área de acero de refuerzo que necesita la viga

$$\rho = A_s / (b * d)$$

donde:
As= área de acero por flexión
b= 30cm
d= 54cm

Despejando As:

$$A_s = \rho * b * d$$
$$A_s = 0.011748 * 30 \text{cm} * 54 \text{cm}$$
$$A_s = 19.031 \text{cm}^2$$

Distribución de acero de refuerzo longitudinal: $4\Phi 1'' = 4 * 5.07 \text{cm}^2 = 20.27 \text{cm}^2$

Acero longitudinal en centro de la viga.

Datos para el diseño:

Concreto, $f'_c = 210 \text{Kg/cm}^2$
Sección de viga: $b = 30 \text{cm}$; $d = 54 \text{cm}$
 $F_y = 4,200 \text{Kg/cm}^2$
Momento último actuante: $13,174.87 \text{Kg.m} = 1,317,487 \text{kg.cm}$
Cortante máximo: $4.31237 \text{tn} = 4,312.37 \text{Kg}$.

Calculo del diseño por flexión de la viga:

Asumiremos una viga simplemente reforzada con acero de refuerzo en 1 capa.

Peralte efectivo, $d = 54 \text{cm}$
Índice de refuerzo, $\omega = \rho f_y / f'_c$

$$M_u = \phi M_n = \phi * f'_c * b * d^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$
$$1,317.487 \text{ kg.cm} = 0.90 * 210 \text{Kg/cm}^2 * 30 \text{cm} * (54 \text{cm})^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$
$$0.0796848 = \omega - 0.59\omega^2$$
$$0.59\omega^2 - \omega + 0.0796848 = 0$$
$$\omega = 1.611$$
$$\omega = 0.08383$$

Tomamos el menor valor del índice de refuerzo y con ese valor calculamos la cuantía por flexión de la viga.

$$\omega = \rho f_y / f'_c$$
$$\rho = \omega f'_c / f_y$$
$$\rho = 0.08383 * 210 / 4200$$
$$\rho = 0.0041915$$



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR

Verificamos si la cuantía necesaria es menor a la cuantía máxima permitida. Podemos apreciar que la cuantía a usar es menor que la cuantía mínima permitida para un concreto de $F'c = 210\text{Kg/cm}^2$. Por lo que debemos de usar el valor de la cuantía mínima igual a $14.1/4200 = 0.0033571$.

$$\rho = A_s / (b \cdot d)$$

donde:

A_s = área de acero por flexión

$b = 30\text{cm}$

$d = 54\text{cm}$

Despejando A_s :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0.0041915 \cdot 30\text{cm} \cdot 54\text{cm}$$

$$A_s = 6.790\text{cm}^2$$

Distribución de acero de refuerzo longitudinal: $2\Phi 1" = 2 \cdot 5.07\text{cm}^2 = 10.14\text{cm}^2$

CALCULO DEL ACERO TRANSVERSAL EN VIGA CENTRAL.

Verificación de resistencia del concreto por corte.

El código del ACI sugiere usar la siguiente fórmula simplificada para calcular la resistencia al corte de los elementos de concreto armado:

$$V_c = 0.53 \cdot (\sqrt{f'c}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot (\sqrt{f'c}) \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

$$F'c = 210\text{Kg/cm}^2$$

b_w = Ancho de la sección transversal del elemento sometido a corte.

d = Peralte efectivo de la sección transversal a analizar.

Por lo tanto:

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot (\sqrt{210}) \cdot 30 \cdot 80$$

$$\phi V_c = 13,824.77\text{Kg}$$

Cortante último actuante, $V_u = 23,651.06\text{Kg}$

Por lo tanto, la fuerza cortante que debería de absorber los estribos de acero es: $23,651.06\text{Kg} -$

$$13,824.77 = 9,826.286\text{Kg}$$

Calculamos la fuerza que aportan los estribos usando una separación máxima de 15cm

$$V_s = A_v \cdot F_y \cdot d / s$$

$$A_v = 2 \cdot 0.71 = 1.42\text{cm}^2$$

$$F_y = 4200\text{Kg/cm}^2$$

$$d = 54\text{cm}$$

$$s = 15$$

$$V_s = 1.42 \cdot 4200 \cdot 54 / 15$$

$$V_s = 21,868\text{kg}$$

Por lo tanto, el uso de ambos tipos de acero usando la mayor separación entre ambos (15cm) es correcto



Oliver Mario Agurto Mogollón
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 164475
CONSULTOR